

KONSTITUTIVES STOFFMODELL FÜR JUNGEN BETON

Prof. Dr.-Ing. F.S. Rostásy
Dipl.-Ing. P. Onken

Mai 1994

Forschungsbericht

BIBLIOTHEK
Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz
der Technischen Universität Braunschweig
Beethovenstraße 52
D-38106 Braunschweig

Gefördert durch die Deutsche Forschungsgemeinschaft
Kennwort: Stoffmodell (Ro 288 / 25 - 1)

VORWORT

Die durch die Hydratation des Zementes freigesetzte Wärmeenergie kann im erhärtenden Beton hohe Temperaturspannungen verursachen, die besonders bei verformungsbehinderten Betonbauteilen zu einer frühen Rißbildung führen können. Die Praxis wendet zur Kontrolle dieser frühen, i.d.R. unerwünschten Temperaturrisse zwei unterschiedliche Methoden an. Eine Methode, die sich nahezu auch in allen Vorschriften niedergeschlagen hat, zielt auf eine Kontrolle der Rißbreiten ab. Eine Zwangrißbildung wird als unvermeidbar angesehen, die Rißbreite wird über die einzulegende Bewehrung gesteuert. Dort, wo eine Rißbreitenkontrolle mittels Bewehrung unwirtschaftlich wird, z.B. bei massigen Betonbauteilen, oder dort, wo z.B. aus Gründen der Ästhetik oder der Wasserundurchlässigkeit rißfreie Konstruktionen gefordert werden, beschreitet man häufig einen anderen Weg. Man versucht durch betontechnologische und ausführungstechnische Maßnahmen, die überwiegend empirischer Natur sind, die Reißneigung des Betons zu vermindern. Während die Rißbreitenkontrolle in der Praxis beherrscht wird, ist der Erfolg rißvermeidender Methoden oft schwer zu prognostizieren.

Daher braucht die Praxis ein Instrumentarium, das ihr hilft, die Rißgefahr von erhärtenden Betonbauteilen bereits in der Planungsphase zuverlässig zu beurteilen. Dieses Instrumentarium muß alle Aspekte der Konstruktion, der Betontechnologie und der Ausführung und deren gegenseitige Wechselbeziehung umfassen. An diesem Punkt versucht die Forschung anzusetzen.

Eine realistische Einschätzung der Rißgefahr kann letztlich nur über den Weg einer Temperaturspannungsberechnung erfolgen, die auch in der Lage ist, die beliebigen thermischen Randbedingungen und Zwangssituationen im Bauwerk zu berücksichtigen. Eine entscheidende Rolle kommt dabei dem zeitabhängigen Materialverhalten des jungen Betons zu. Zwar wurden hierfür in der Forschung der letzten Jahre einige erfolgversprechende Ansätze entwickelt, dennoch bestehen gegenwärtig auf diesem Gebiet noch die größten Unsicherheiten. Diese Forschungsarbeit will durch die Entwicklung eines konstitutiven Werkstoffmodells für den jungen Beton einen wichtigen Baustein für eine wirklichkeitsnahe Spannungsberechnung liefern. Damit soll der Praxis die Möglichkeit eröffnet werden, die Gefahr einer Rißbildung zukünftig zuverlässig beurteilen können.

Wir danken der Deutschen Forschungsgemeinschaft für die finanzielle Unterstützung.

Die Verfasser

INHALT

1.	Einleitung	
1.1	Problemstellung	1
1.2	Zielsetzung des Forschungsvorhabens	2
1.3	Vorgehen	3
2.	Allgemeine Grundlagen und bisheriger Kenntnisstand	
2.1	Zum Begriff des jungen Betons	4
2.2	Überblick über die Forschung zum jungen Beton	4
2.3	Definition von Werkstoffmodellen	5
2.4	Modelle zur Beschreibung der thermischen Eigenschaften des jungen Betons	8
2.4.1	Allgemeines	8
2.4.2	Hydratationsgrad	8
2.4.2.1	Definition	8
2.4.2.2	Hydratationswärme	9
2.4.2.3	Hydratationswärmemenge bei vollständiger Hydratation	10
2.4.2.4	Mathematische Formulierung des Hydratationsgrades	11
2.4.2.5	Darstellung der Wärmeleistung	12
2.4.3	Einfluß der Prozeßtemperatur auf den Hydratationsgrad	12
2.4.3.1	Einfluß der Erhärtungstemperatur	12
2.4.3.2	Reifefunktionen	13
2.4.4	Thermische Eigenschaften des jungen Betons	16
2.4.4.1	Allgemeines	16
2.4.4.2	Wärmespeicherkapazität	16
2.4.4.3	Wärmeleitfähigkeit	17
2.4.4.4	Sonstige Einflüsse	17
2.5	Mechanische Eigenschaften des jungen Betons	18
2.5.1	Allgemeines	18
2.5.2	Druckfestigkeitsentwicklung	19
2.5.2.1	Altersabhängige Darstellung	19
2.5.2.2	Hydratationsgradabhängige Darstellung	21
2.5.3	Zugfestigkeitsentwicklung	22
2.5.3.1	Altersabhängige Darstellung	22
2.5.3.2	Hydratationsgradabhängige Darstellung	25
2.5.3.3	Einflüsse auf die Zugfestigkeit im Bauwerk	25

2.5.4	Elastizitätsmodulentwicklung	26
2.5.4.1	Altersabhängige Darstellung	26
2.5.3.2	Hydratationsgradabhängige Darstellung	27
2.5.4	Kriech- und Relaxationsverhalten des jungen Betons	29
2.5.4.1	Zeitabhängige Darstellung	29
2.5.4.2	Hydratationsgradabhängige Darstellung	30
2.6	Zusammenfassung und offene Probleme	31
3.	Versuchsprogramm	
3.1	Modellvorstellung und Vorgehensweise	32
3.2	Überblick über die Versuche	33
3.3	Versuchsbetone	34
3.4	Versuche zur adiabatischen Temperaturentwicklung	34
3.5	Zug- und Zugelastizitätsmodulprüfungen	37
3.5.1	Versuchskörper und Versuchseinrichtung	37
3.5.2	Probenvorbereitung und Versuchsdurchführung	38
3.5.3	Spaltzugfestigkeit	39
3.6	Druckversuche	39
3.7	Zugrelaxationsversuche	39
3.8	Bauteilversuche	40
3.8.1	Vorbemerkungen	40
3.8.2	Versuchskörper und Randbedingungen	41
3.8.3	Temperaturmessung und Temperatursteuerung	42
3.8.4	Probenentnahme und Durchführung der Einzelprüfungen	42
3.8.5	Auswertung der Versuchsergebnisse	44
4.	Versuchsergebnisse, Modellbildung und -schärfung	
4.1	Adiabatische Temperaturentwicklung	45
4.1.1	Ergebnisse der adiabatischen Temperaturmessungen	45
4.1.2	Einfluß der Frischbetontemperatur	46
4.1.3	Wärmefreisetzungsrate	47
4.2	Hydratationsgradiententwicklung	49
4.2.1	Ableitung aus den adiabatischen Temperaturmessungen	49
4.2.2	Vergleich der Reifefunktionen	49
4.2.3	Überprüfung der Reifefunktionen anhand adiab. Temperaturmessungen	53
4.2.4	Bewertung der Reifefunktionen	58

4.2.5	Einfluß der Zementzusammensetzung auf die Hydratationsgradentwicklung	59
4.3	Mathematische Formulierung der Hydratationsgradentwicklung	61
4.3.1	Ansatzfunktion von Jonasson	61
4.3.2	Vergleich der Ansatzfunktion mit Messung	62
4.3.3	Betonspezifische Parameter der Ansatzfunktion	62
4.4	Einflüsse auf die Hydratationsgradentwicklung	66
4.4.1	Einfluß der Klinkerphasenanteile	66
4.4.2	Einfluß der Wärmekapazität	68
4.5	Festigkeits- und Steifigkeitsentwicklung des jungen Betons	70
4.5.1	Zugfestigkeitsentwicklung	70
4.5.1.1	Altersabhängige Darstellung	70
4.5.1.2	Hydratationsgradabhängige Formulierung	74
4.5.1.3	Überprüfung der verwendeten Reifefunktion	80
4.5.2	Druckfestigkeitsentwicklung	81
4.5.2.1	Altersabhängige Darstellung	81
4.5.2.2	Hydratationsgradabhängige Formulierung	81
4.5.3	Spaltzugfestigkeitsentwicklung	82
4.5.3.1	Altersabhängige Entwicklung der Spaltzugfestigkeit	82
4.5.3.2	Hydratationsgradabhängige Entwicklung der Spaltzugfestigkeit	85
4.5.4	Entwicklung des Zugelastizitätsmoduls	86
4.5.4.1	Altersabhängige Entwicklung des Zugelastizitätsmoduls	86
4.5.4.2	Hydratationsgradabhängige Entwicklung des Zugelastizitätsmoduls	89
4.5.5	Entwicklung der Zugbruchdehnung	96
4.6	Viskoelastisches Verhalten des jungen Betons	99
4.6.1	Ergebnisse der Zugrelaxationsversuche	99
4.6.2	Funktionelle Beschreibung der Zugrelaxation	99
4.6.3	Hydratationsgradabhängige Darstellung der Relaxationsparameter	102
4.7	Ergebnisse der Bauteilversuche	104
4.7.1	Allgemeines	104
4.7.2	Bauteiltemperaturentwicklung	104
4.7.3	Temperatur- und Hydratationsgradberechnungen	106
4.7.3.1	Vergleich der Rechenergebnisse mit Temperaturberechnungen	106
4.7.3.2	Ermittlung von Temperatur- und Hydratationsgradfeldern	106
4.7.4	Zugfestigkeitsentwicklung im Bauwerk	108
4.7.5	Steifigkeitsentwicklung im Bauwerk	114

4.8	Zusammenfassung	115
5.	Bewertung der Werkstoffmodelle und Ausblick	
5.1	Allgemeines	116
5.2	Werkstoffmodell zur Beschreibung der Reaktionskinetik	116
5.2.1	Mathematische Formulierung des Temperatureinflusses	116
5.2.2	Modellierung des Hydratationsgrades	117
5.2.3	Fehlerbetrachtung bei der Ermittlung des Hydratationsgradverlaufs	117
5.3	Stoffmodell zur Beschreibung des mechanischen Werkstoffverhaltens	118
5.3.1	Allgemeines	118
5.3.2	Zugfestigkeitsentwicklung	120
5.3.3	Druckfestigkeits- und Elastizitätsmodulentwicklung	122
5.3.4	Viskoelastisches Werkstoffmodell	122
5.3.5	Anmerkungen zur Streuung der Versuchsergebnisse	123
5.4	Zusammenfassung und offene Probleme	124
6.	Literatur	126

Bezeichnungen**Kleinbuchstaben**

c	Wärmespeicherkapazität
c_{ce}	Wärmespeicherkapazität bei vollständiger Hydratation ($\alpha=1$)
f_c	Druckfestigkeit
f_{ce}	Druckfestigkeit bei vollständiger Hydratation ($\alpha=1$)
\hat{f}_c	bez. Druckfestigkeit $f_c(\alpha) / f_c(\alpha=1)$
$f_{c, \text{cube}}$	Würfeldruckfestigkeit
$f_{ck, \text{cube}}$	charakteristische Würfeldruckfestigkeit
f_{cm}	mittlere Druckfestigkeit
$f_{cm,28}$	Druckfestigkeit nach 28 Tagen
f_{ct}	zentr. Zugfestigkeit
f_{cte}	Zugfestigkeit bei vollständiger Hydratation ($\alpha=1$)
\hat{f}_{ct}	bez. Zugfestigkeit $f_{ct}(\alpha) / f_{ct}(\alpha=1)$
$f_{ct, fl}$	Biegezugfestigkeit
$f_{ct, sp}$	Spaltzugfestigkeit
g	Gewicht
q	Wärmefreisetzungsrate
t	Betonalter
t_e	wirks. Betonalter

Großbuchstaben

C	Zementgehalt
E_c	Druckelastizitätsmodul
$E_{c, 28}$	Druckelastizitätsmodul nach 28 Tagen
E_{ct}	Zugelastizitätsmodul
E_{cte}	Zugelastizitätsmodul bei vollständiger Hydratation ($\alpha=1$)
\hat{E}_{ct}	bez. Zugelastizitätsmodul $E_{ct}(\alpha) / E_{ct}(\alpha=1)$
E_A	Aktivierungsenergie
Q	Hydrationswärme
R	univ. Gaskonstante 8.314 J/mol
T	Temperatur [K, °C]
T_C	Erhärtungstemperatur
T_0	Frischbetontemperatur
W/C	Wasserzementwert

Griechische Buchstaben

α	Hydratationsgrad
α_0	Hydratationsgrad bei Beginn der Festigkeitsentwicklung
β_{cc}	Altersfunktion der Druckfestigkeit
β_{ct}	Altersfunktion der Zugfestigkeit
β_E	Altersfunktion des Elastizitätsmoduls
ε	Dehnung
ε_{ctu}	Zugbruchdehnung
φ	Kriechzahl
φ_{ct}	Zugkriechzahl
λ	Wärmeleitfähigkeit
λ_{ce}	Wärmeleitfähigkeit bei vollständiger Hydratation ($\alpha=1$)
ρ	spezifisches Gewicht
σ	Spannung
σ_e	Restspannung
ψ	Relaxation
Δ	Differenz

Indizes (soweit nicht im Zusammenhang erwähnt)

a	adiabatisch, Zuschläge
c	Beton, Druck
cal	gerechnet
ce	Zement
meas	gemessen
t	Zug

1. EINLEITUNG

1.1 Problemstellung

Die zunehmende Bedeutung der Qualitätssicherung von Beton- und Stahlbetonbauwerken führt sowohl in der Baupraxis als auch in der Bauforschung zu veränderten Fragestellungen. Noch vor einigen Jahrzehnten war die Standsicherheit die wesentliche Anforderung, die an ein Bauwerk gestellt wurde. Die hohen Kosten für Instandsetzungsmaßnahmen an Betonbauwerken in der Vergangenheit führten jedoch zu der Erkenntnis, daß die Dauerhaftigkeit und die Gebrauchsfähigkeit eines Bauwerks mindestens ebenso bedeutend sind wie dessen Standsicherheit. Daher müssen Planung und Ausführung eines Bauwerks zukünftig darauf ausgerichtet sein, größere Unterhaltungskosten während der beabsichtigten Nutzungsdauer zu vermeiden.

Für den planenden Ingenieur erwächst daraus eine völlig veränderte Aufgabenstellung. Für Bauwerke mit erhöhter Anforderung an die Dauerhaftigkeit, wie z.B. Tunnel, Brücken, Kläranlagen usw., ist bereits im Vorfeld der Baumaßnahme neben dem üblichen Tragsicherheitsnachweis ein Nachweis der Dauerhaftigkeit in Form einer Lebensdauerprognose zu erstellen. Eine solche Prognose soll Auskunft über den Erfolg qualitätssichernder Maßnahmen geben, sowie durch Optimierung der Herstellungs- und Unterhaltungskosten die Gesamtkosten des Bauwerks minimieren.

Die Dauerhaftigkeit eines Betonbauwerks wird i.w. von drei Merkmalen beeinflusst:

- **der Qualität der Betonoberfläche**, ausgedrückt durch dessen Dichtigkeit und Korrosionsbeständigkeit,
- **der Konstruktion**, durch die Wahl des statischen Systems, der Bewehrungsführung und Betondeckung sowie
- **der Rißbildung**, ausgedrückt durch die Anzahl der Risse, der Rißbreite und der Rißtiefe.

Jedes dieser Merkmale ist in Abhängigkeit von der zu erwartenden Nutzung und der Lebensdauer des Bauwerks vor Beginn der Baumaßnahme festzulegen. Obwohl der Einfluß aller drei Faktoren auf die Dauerhaftigkeit von Betonbauteilen aus zahlreichen Untersuchungen bekannt ist [43,61,74], reichen die bisherigen Kenntnisse für eine Lebensdauerprognose jedoch nicht aus. Erste Modelle zur Prognose der Dauerhaftigkeit von oberflächennahen Betonflächen sowie zur Beurteilung der Qualität der Betondeckung wurden in jüngster Zeit entwickelt [13,36]. Sofern jedoch nicht alle Kriterien zuverlässig erfaßt werden können, muß eine Vorhersage unscharf bleiben.

Besondere Schwierigkeiten bereitet hierbei die Vorhersage der Rißbildung. Während sich die Risse infolge Lastbeanspruchung durch praxismäßige Berechnungsverfahren zielsicher kontrollieren lassen, bleibt die Vorhersage einer thermisch induzierten Zwangrissbildung mit großen Unsicherheiten behaftet. Zwar ist der konstruierende Ingenieur dank weiterentwickelter Bemessungsverfahren heutzutage in der Lage, Rißbreiten und Rißabstände durch eine geeignete Wahl der Bewehrung zu kontrollieren und damit die Dauerhaftigkeit eines Stahlbetonbauteils zuverlässig zu erhöhen, dennoch bleibt eine solche Vor-

gehensweise in vielen Fällen unbefriedigend. Einerseits führt sie bei massigen Bauteilen zu unwirtschaftlich hohen Bewehrungsmengen, andererseits erfordern manche Bauwerke aufgrund ihrer Nutzung eine rißfreie Betonkonstruktion, z.B. Druckbehälter, Auffangbecken, Sichtbetonflächen usw.. Zwangsrisse infolge Hydratationswärme lassen sich nur durch besondere betontechnologische und/oder ausführungstechnische Maßnahmen vermeiden, deren Wirksamkeit sich im Einzelfall jedoch nur schwer voraussagen läßt.

Die Beurteilung der Dauerhaftigkeit oder der Gebrauchsfähigkeit eines Bauwerks vor Beginn der Ausführung führt daher zwangsläufig zu dem Problem der Vorhersage rißerzeugender thermischer Spannungen im jungen Beton. Obwohl Spannungsberechnungen im erhärtenden Beton bereits seit dem Ende der 30iger Jahre [15] durchgeführt werden, bleibt festzustellen, daß die entwickelten Berechnungsverfahren trotz großer Forschungsanstrengungen bisher für eine praktische Anwendung nicht ausgereift sind. Die Temperaturspannungsberechnung wird z.T. auch von Wissenschaftlern immer noch als zu kompliziert angesehen [76], als Hauptgründe werden dabei das altersabhängige veränderliche Verformungsverhalten und die Festigkeitsentwicklung des jungen Betons genannt. In zahlreichen Veröffentlichungen zu diesem Thema werden vereinfachte Berechnungsmodelle vorgeschlagen, mit denen sich das veränderliche Werkstoffverhalten während der Erhärtung näherungsweise erfassen läßt [35,54]. Verbesserte Ansätze, mit denen insbesondere das viskoelastische Verhalten des jungen Beton besser berücksichtigt werden kann, wurden in jüngeren Forschungsarbeiten von Emborg [25] und Laube [47] entwickelt. Die vorgestellten Berechnungsmodelle erscheinen vielversprechend, da sie den fortschreitenden Hydratationsprozeß während der Betonerhärtung berücksichtigen.

Inwiefern sich die bisher an einzelnen Betonen gewonnenen Werkstoffansätze auf andere praxisnah zusammengesetzte Betone übertragen lassen, ist noch ungewiß. Die experimentellen und theoretischen Untersuchungen im Rahmen dieses Forschungsvorhabens sollen dazu beitragen, die gegenwärtigen Unsicherheiten zu vermindern.

1.2 Zielsetzung des Forschungsvorhabens

Aus der zuvor skizzierten Problemstellung ergibt sich folgende Zielsetzung für die Forschungsarbeit:

- Modellierung der Hydratationswärmeentwicklung auf der Basis experimenteller Untersuchungen.
- Überprüfung bekannter Reifefunktionen zur Erfassung der Reaktionskinetik des Hydratationsprozesses.
- Überprüfung, Weiterentwicklung und Verallgemeinerung bestehender Werkstoffansätze für den jungen Beton, insbesondere die Darstellung der mechanischen Eigenschaften als Funktion des Hydratationsgrades.
- Entwicklung einer Ansatzfunktion für die Festigkeitsentwicklung im Bauwerk unter Berücksichtigung der Erhärtungsbedingungen.

Durch Auswertung der experimentellen Untersuchungsergebnisse, Ergebnissen aus der Literatur und in Zusammenhang mit theoretischen Untersuchungen soll ein konstitutives Stoffmodell zur Berechnung von Temperaturspannungen im jungen Betonalter entwickelt werden.

1.3 Vorgehen

Der Schwerpunkt der Forschungsarbeit liegt entsprechend ihrer Zielsetzung auf dem experimentellen Gebiet. Für die Durchführung des Forschungsvorhabens ist daher eine Reihe von Versuchen notwendig, die entsprechend der Ausrichtung auf massige Betonbauteile mit praxisnahen Betonrezepturen durchgeführt werden.

Das Untersuchungsprogramm umfaßt die für eine Temperaturspannungsberechnung wesentlichen mechanischen und thermodynamischen Eigenschaften des jungen Betons:

- Adiabatische Temperaturmessungen mit unterschiedlichen Frischbetontemperaturen dienen zur Bestimmung der temperatur- und zeitabhängigen Wärmefreisetzungsrate des Betons, auf deren Grundlage die Formulierung der Wärmequellfunktion und die Überprüfung der Reifefunktionen erfolgt.
- Die Untersuchungen zur Bestimmung der Verformungs- und Festigkeitskennwerte des jungen Betons umfassen Versuche zur Zug- und Druckfestigkeitsentwicklung, zur Steifigkeitsentwicklung und zum Relaxationsvermögen. Die Versuchskörper lagern dabei sowohl unter normgerechten isothermen als auch unter bauwerksgerechten Erhärtingsbedingungen.
- Die Erhärtung des jungen Betons wird an größeren Bauteilausschnitten untersucht und verifiziert. Die Bauteilversuche bieten die Möglichkeit, die parallel an Laborproben ermittelten Werkstoffkennwerte zu überprüfen. Die Ergebnisse ermöglichen die Schärfung der Werkstoffansätze.

Die experimentellen Arbeiten werden ergänzt durch theoretische Untersuchungen zur Entwicklung eines konstitutiven, rheologischen Werkstoffmodells. Das Werkstoffverhalten wird dabei in Abhängigkeit vom Hydratationsgrad formuliert, die Übertragung auf das wirksame bzw. reale Betonalter erfolgt durch die thermodynamische Kopplung.

2. ALLGEMEINE GRUNDLAGEN UND BISHERIGER KENNTNISSTAND

2.1 Zum Begriff des jungen Betons

In der betontechnologischen Praxis unterscheidet man in der Regel zwischen zwei Phasen, dem Frischbeton und dem Festbeton. Als Frischbeton wird ein Beton bezeichnet, bei dem der Erstarrungsprozeß noch nicht eingesetzt hat, somit also noch verarbeitbar ist. Der Festbeton wird als erhärteter Beton i.d.R. im Alter von 28 Tagen definiert. Schwieriger fällt die Differenzierung der Übergangsphase des Betons, die zeitlich an die Frischbetonphase anschließt, in der aber die Eigenschaften eines Festbetons noch nicht erreicht sind. Wierig [86,87] unterteilt diese Übergangsphase in zwei Stadien, in die des "grünen" und des "jungen" Betons. Das Stadium des "grünen" Betons wird durch die Zeitspanne definiert, in der der Beton in die Schalung eingebracht und verdichtet wird, die Hydratation aber noch nicht begonnen hat. Unter dem "jungen" Beton versteht Wierig dagegen den Beton im Anfangsstadium der Erhärtung, etwa bis zu dem Zeitpunkt, in dem die Erhärtungsgeschwindigkeit des Betons ein Maximum erreicht. Der Zeitraum kann je nach Betonzusammensetzung zwischen einigen Stunden oder maximal einem Tag variieren.

Byfors [14] gibt in seinen Untersuchungen zum jungen Beton keine präzise Definition des Begriffes. Vielmehr betrachtet er den Zeitraum des jungen Betons in Abhängigkeit der Erhärtungsbedingungen. Dieser Zeitraum beginnt auch hier mit dem Beginn der Erhärtung und endet zu dem Zeitpunkt, an dem die Eigenschaften des erhärtenden Betons ähnlich denen des Festbetons werden - maximal nach einigen Tagen.

In anderen Veröffentlichungen wird der Zeitraum des jungen Betons durch die Abgrenzung zum Festbeton definiert, also der Zeitraum zwischen dem Beginn der Erhärtung und dem definierten Betonalter von 28 Tagen.

Im Rahmen dieser Forschungsarbeit soll eine strenge Formulierung des Begriffes "Junger Beton" in der o.g. Form nicht vorgenommen werden. Statt dessen soll mit dem Begriff des jungen Betons jener Zeitraum betrachtet werden, in dem die mechanischen und thermodynamischen Eigenschaften des Betons noch einer merklichen Veränderung unterliegen und sich wesentlich von denen eines Festbetons unterscheiden. Dieser Zeitraum ist stark abhängig von der Betonzusammensetzung und den Erhärtungsbedingungen. Auf eine Definition in Abhängigkeit vom Betonalter wird daher verzichtet.

2.2 Überblick über die Forschung zum jungen Beton

Obwohl Veröffentlichungen zur Erhärtung des Betons sich vereinzelt bis in die 20iger Jahre zurückverfolgen lassen, wurde die Forschung zum jungen Beton erst in den letzten 20 Jahren stark intensiviert. Die früheren Arbeiten standen i.w. in Verbindung mit Untersuchungen zum Hydratationsvorgang des Zementes. Gegen Mitte des Jahrhunderts wurde diesem Thema durch Arbeiten von Powers [59], Rastrup [60], Saul [73], Lerch [49] u.a. mehr Aufmerksamkeit gewidmet. Es wurden erste thermodynamische Modelle zur Reaktionskinetik des Zementes und zur Beschreibung des Reifeprozesses während der Hydratation entwickelt. Diese Modelle dienten i.d.R. zur Prognose der Druckfestigkeit von Zement-

stein und Beton während der Erhärtungsphase unter verschiedenen thermischen Randbedingungen.

In den 60iger und 70iger Jahren erschienen mehrere Forschungsarbeiten zum mechanischen Verhalten des jungen Betons [17,31,45,50,79,82,86,87]. Zum ersten Mal wurden auch Untersuchungen zur Zugfestigkeit veröffentlicht [41,44], die bis zu diesem Zeitpunkt nur eine untergeordnete Rolle gespielt hatte. Man hatte inzwischen erkannt, daß die Rißbildung von Betonbauteilen im jungen Betonalter wesentlich von der Zugfestigkeitsentwicklung beeinflußt wird. Forschungsarbeiten von Weigler/Karl [84] und von Rostásy/Alda [64] widmeten sich erstmalig den Verformungseigenschaften sowie dem rheologischen Verhalten des jungen Betons. Dabei wurden die zeitabhängigen Festigkeits- und Verformungseigenschaften überwiegend unter isothermen Bedingungen betrachtet.

Große Fortschritte erzielte die Forschung in den letzten 15 Jahren. In diesem Zeitraum erschien die überwiegende Anzahl der gesamten Forschungsarbeiten zu diesem Thema. Grundlegende Untersuchungen wurden Anfang der 80iger Jahre von van Breugel [9,10], Byfors [14], Jonasson [40] und Wierig [88] durchgeführt. Im Jahre 1982 fand in Paris erstmalig eine RILEM Konferenz zu diesem Thema statt, auf der zahlreiche internationale Forschungsarbeiten vorgestellt wurden. Seitdem ist dieses Problem von ungebrochener Aktualität. Es folgten weitere Forschungsarbeiten zum Werstoffverhalten des jungen Betons und dessen Rißneigung unter Zwangbeanspruchung [7,8,55,57].

In den 80iger Jahren wurden auch die ersten ernstzunehmenden Versuche unternommen, Temperaturspannungen im jungen Betonalter zu berechnen. Ohne den Anspruch auf Vollständigkeit seien hier die Arbeiten von Zeitler [93], Marx [54], Hampfler [32] und Emborg [25] erwähnt. Ziel dieser Arbeiten war die rechnerische Vorhersage der Rißbildung in massigen Betonbauteilen infolge der Hydratation. Ein wesentliches Problem dieser Berechnungen waren die zugrunde gelegten, z.T. sehr unterschiedlichen Stoffmodelle, die die Rechenergebnisse wesentlich beeinflussten.

Gegenwärtig verfolgt die Forschung im Bereich des jungen Betons zwei unterschiedliche Richtungen. Die eine zielt auf eine Verfeinerung der Rechenverfahren zur Ermittlung der Temperaturspannungen ab [37,77] und ist eher theoretischer Natur. Die andere Richtung widmet sich den experimentellen Untersuchungen zur Entwicklung grundlegender Werkstoffmodelle für den jungen Beton. Laube [47] entwickelte 1990 aus einer Serie von Versuchen am jungen Beton exemplarisch für eine Betonrezeptur ein Stoffmodell, mit dem die zeitlich veränderlichen Werstoffeigenschaften in Abhängigkeit vom Hydratationsgrad formuliert werden können. Die vorliegende Forschungsarbeit soll hier anschließen.

Eine Ausnahme bilden die Arbeiten von Röhling [63] und van Breugel [11], in denen mikrostrukturelle Modelle zur Beschreibung der zeit- und temperaturabhängigen Wärmefreisetzung entwickelt wurden. Mit Hilfe eines rechnerischen Simulationsverfahrens für die Hydratation des Betons [11] läßt sich die Wärmefreisetzung und die Festigkeitsentwicklung anhand der Betonzusammensetzung und der Phasenbestandteile des Zementes ermitteln. Das von van Breugel entwickelte Verfahren bedarf noch der experimentellen Überprüfung.

2.3 Definition von Werkstoffmodellen

Für eine zuverlässige Vorhersage der Rißbildung in erhärtenden Betonbauteilen sind i.w. folgende drei Faktoren wichtig:

- die Bestimmung der Bauteiltemperaturentwicklung infolge Hydratation,
- die Kenntnis der thermischen und mechanischen Eigenschaften des jungen Betons,
- der Grad der Behinderung, der auf das erhärtende Bauteil ausgeübt wird.

Während der Behinderungsgrad i.w. über die Steifigkeitsverhältnisse und über die Annahmen zum statischen System definiert wird, stehen die anderen beiden Faktoren im direkten Zusammenhang mit der Hydratationsgradentwicklung des jungen Betons. Die Genauigkeit von Temperaturspannungsberechnungen hängt daher hauptsächlich von den Stoffmodellen ab, mit denen die thermischen und die mechanischen Eigenschaften des jungen Beton beschrieben werden. Üblicherweise wird von einer thermodynamischen Entkopplung des Wärmeleit- und Spannungsproblems ausgegangen. Diese Näherung ist für langsam ablaufende Prozesse, wie z.B. für die Temperaturentwicklung in massigen Betonbauteilen, zulässig. Die Stoffmodelle können für jedes Problem getrennt betrachtet und mittels einer geeigneten Reifefunktionen gekoppelt werden.

In der Literatur trifft man häufig auf zwei unterschiedliche Darstellungen von Werkstoffmodellen, zum einen auf die *zeitabhängige* und zum anderen auf die *hydratationsgradabhängige* Formulierung.

Zeitabhängige Werkstoffmodelle

Bei der zeitabhängigen Darstellung wird als Basis das Betonalter gewählt. Dabei ist zu berücksichtigen, daß die zeitabhängige Entwicklung z.B. der mechanischen Eigenschaften nur für definierte Randbedingungen gilt, i.d.R. für isotherme Temperaturbedingungen. Der Einfluß der Prozeßtemperatur auf die Reaktionskinetik läßt sich nur mittels einer zeitliche Transformation auf das wirksame Betonalter erfassen. Diese Darstellung wurde in der Vergangenheit bevorzugt, da sie bei einer zeitabhängigen Temperatur- und Spannungsberechnung den Vorteil besitzt, daß die jeweiligen thermischen oder mechanischen Eigenschaften des Betons im direkten Zusammenhang mit dem Betonalter stehen.

Hydratationsgradabhängige Werkstoffmodelle

Bei der hydrationsgradabhängigen Darstellung wird der Einfluß der Prozeßtemperatur auf die zeitliche Entwicklung der thermischen und mechanischen Eigenschaften bereits berücksichtigt. Die Stoffmodelle lassen sich dadurch erheblich vereinfachen und auf beliebige Randbedingungen übertragen. In [47] wird gezeigt, daß jede mechanische Eigenschaft als Funktion einer einzigen Variable, nämlich des Hydratationsgrads α , ausgedrückt werden kann. Dies gilt auch für die Hydrationswärmeentwicklung. Dieses Konzept erfordert aber die zusätzliche Berechnung der zeitabhängigen Hydratationsgradfelder.

Abb. 2.1 zeigt schematisch die Entwicklung der Druckfestigkeit des jungen Betons in alters- und hydrationsgradabhängiger Darstellung. Darüber hinaus gibt es in der Literatur weitere Darstellungen, die jedoch i.w. mit den o.g. Modellen identisch sind bzw. aus diesen abgeleitet wurden. In der vorliegenden Forschungsarbeit wird vorwiegend das hydrationsgradabhängige Konzept verfolgt, da es für eine numerische Berechnung erhebliche Vorteile bietet.

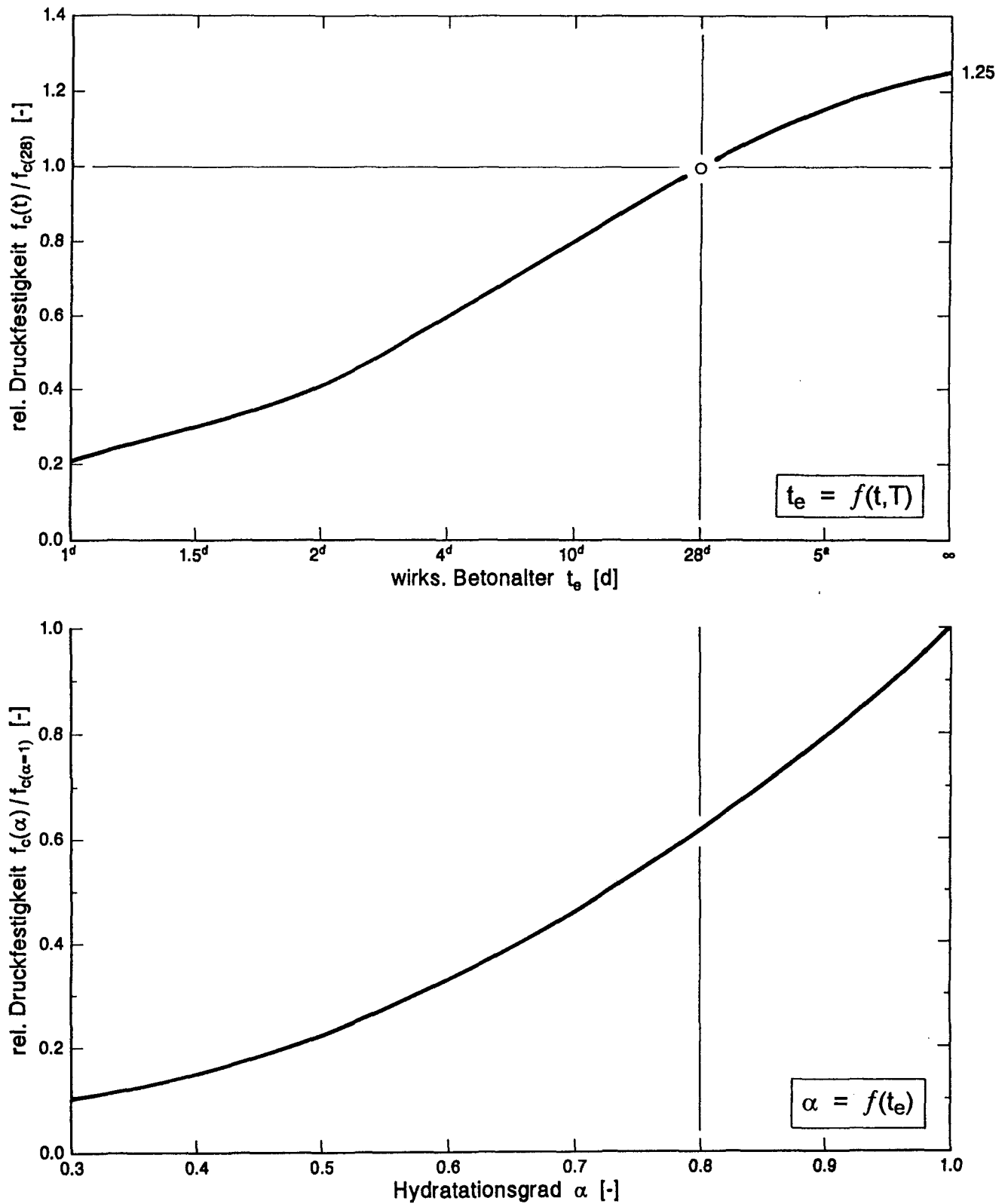


Abb. 2.1: Entwicklung der Druckfestigkeit als Funktion des wirks. Betonalters ($T_C = 20^\circ \text{C}$) und des Hydratationsgrades

2.4 Modelle zur Beschreibung der thermischen Eigenschaften des jungen Betons

2.4.1 Allgemeines

Die numerische Berechnung der Temperaturverteilung in einem erhärtenden Bauteil läßt sich in zwei Einzelprobleme aufteilen:

1. Der Ermittlung der Wärmefreisetzungsrate des Betons in Abhängigkeit von der Zeit sowie der Prozeßtemperatur und deren mathematische Modellierung als Wärmequellfunktion.
2. Der Lösung des Wärmeleitproblems in Abhängigkeit von den Umgebungsbedingungen und die daraus resultierenden zeitabhängigen Temperaturfelder, basierend auf der Fourier'schen Differentialgleichung.

Die Lösung dieser Einzelprobleme hängt von zahlreichen Parametern ab:

- der Hydrationswärme des Zements und dessen Freisetzungsrate im Beton,
- der Frischbetontemperatur zum Zeitpunkt der Betonage,
- den thermischen Eigenschaften des Betons, wie Wärmeleitfähigkeit und spezifische Wärmekapazität,
- der Bauteilgeometrie,
- den thermischen Rand- und Übergangsbedingungen, wie Umgebungstemperatur, Windgeschwindigkeit, Schalung, Isolierung, usw..

Wie bereits im vorangegangenen Abschnitt erwähnt, muß der Hydrationsgrad als entscheidender Parameter für die Temperaturberechnung angesehen werden. Sowohl die Wärmefreisetzungsrate als auch die thermischen Eigenschaften werden über den Hydrationsgrad gesteuert. Hierauf wird im nachfolgenden näher eingegangen.

2.4.2 Hydrationsgrad

2.4.2.1 Definition

Im allgemeinen wird der Hydrationsgrad als Gradmesser für den Erhärungsfortschritt des Zements oder des Betons betrachtet. Eine eindeutige Definition des Hydrationsgrades ist schwierig. Zement besteht aus verschiedenen mineralischen Bestandteilen, den sogenannten Klinkerphasen, die zeitlich höchst unterschiedlich hydratisieren. Im Zustand der vollständigen Hydratation geht man davon aus, daß die Gesamtmenge an Zement vollständig mit Wasser reagiert hat.

In Ermangelung einer eindeutigen Definition hat sich folgende Formulierung zur Abschätzung des Hydrationsgrades als sehr brauchbar erwiesen :

$$\alpha(t) = \frac{Q(t)}{Q^{\max}} \quad , \quad (2.1)$$

in der $Q(t)$ die zeitlich veränderliche Wärmefreisetzung bezeichnet und Q^{\max} die maximal freigesetzte Wärmemenge bei vollständiger Hydratation. Untersuchungen mittels der Röntgendiffraktometrie weisen auf einen nahezu linearen Zusammenhang zwischen der freigesetzten Wärmemenge und dem Hydratationsgrad hin. Neben der Formulierung in Gl. (2.1) lassen sich in der Literatur zahlreiche weitere Definitionen für den Hydratationsgrad finden, die aber weniger gebräuchlich sind [11].

2.4.2.2 Hydrationswärme

Die Hydrationswärme eines Betons ergibt sich durch die Reaktion der Klinkerminerale des Zements mit dem Wasser. Die Grundlagen sind in [80] ausführlich dargestellt. Wie Messungen zeigen, reagieren die einzelnen Klinkerphasen zeitlich höchst unterschiedlich [90], für den praktischen Gebrauch kann es aber als ausreichend angesehen werden, die Gesamtwärmemenge des Zementes aus der Summe aller Klinkerphasen zu bestimmen.

Übliche Verfahren zur Bestimmung der zeitabhängigen Hydrationswärme $Q(t)$ sind die isotherme und adiabatische Kalorimetrie. Einen Überblick über die Verfahren geben [17,30,47]. Bei der adiabatischen Kalorimetrie werden die Wärmeverluste eliminiert. Dieses Verfahren hat sich als vorteilhaft erwiesen, da es eine direkte Ableitung der freigesetzten Wärmemenge aus dem gemessenen Temperaturanstieg ermöglicht. Eine Bestimmung der maximalen freisetzbaren Hydrationswärmemenge Q^{\max} ist mit Hilfe der adiabatischen Kalorimetrie nicht möglich. Da die Wärmefreisetzungsrates $q(t)$ mit zunehmendem Hydrationsfortschritt immer kleiner wird, reicht dafür die Meßgenauigkeit eines Kalorimeters nicht aus.

Abbildung 2.2 zeigt beispielhaft adiabatische Temperaturkurven für unterschiedliche Frischbetontemperaturen [47].

Die freigesetzte Hydrationswärme $Q(t)$ des Betons errechnet sich aus der Hydrationswärmeentwicklung des Zements $Q_{ce}(t)$ und dem Zementgehalt C :

$$Q(t) = Q_{ce}(t) \cdot C \quad . \quad (2.2)$$

Die Hydrationswärmeentwicklung des Betons läßt sich somit in Abhängigkeit des Hydrationsgrades ausdrücken:

$$Q(t) = Q_{ce}^{\max} \cdot C \cdot \alpha(t) \quad . \quad (2.3)$$

Für die Wärmefreisetzungsrates gilt:

$$q(t) = \frac{dQ(t)}{dt} = Q_{ce}^{\max} \cdot C \cdot \frac{d\alpha(t)}{dt} \quad . \quad (2.4)$$

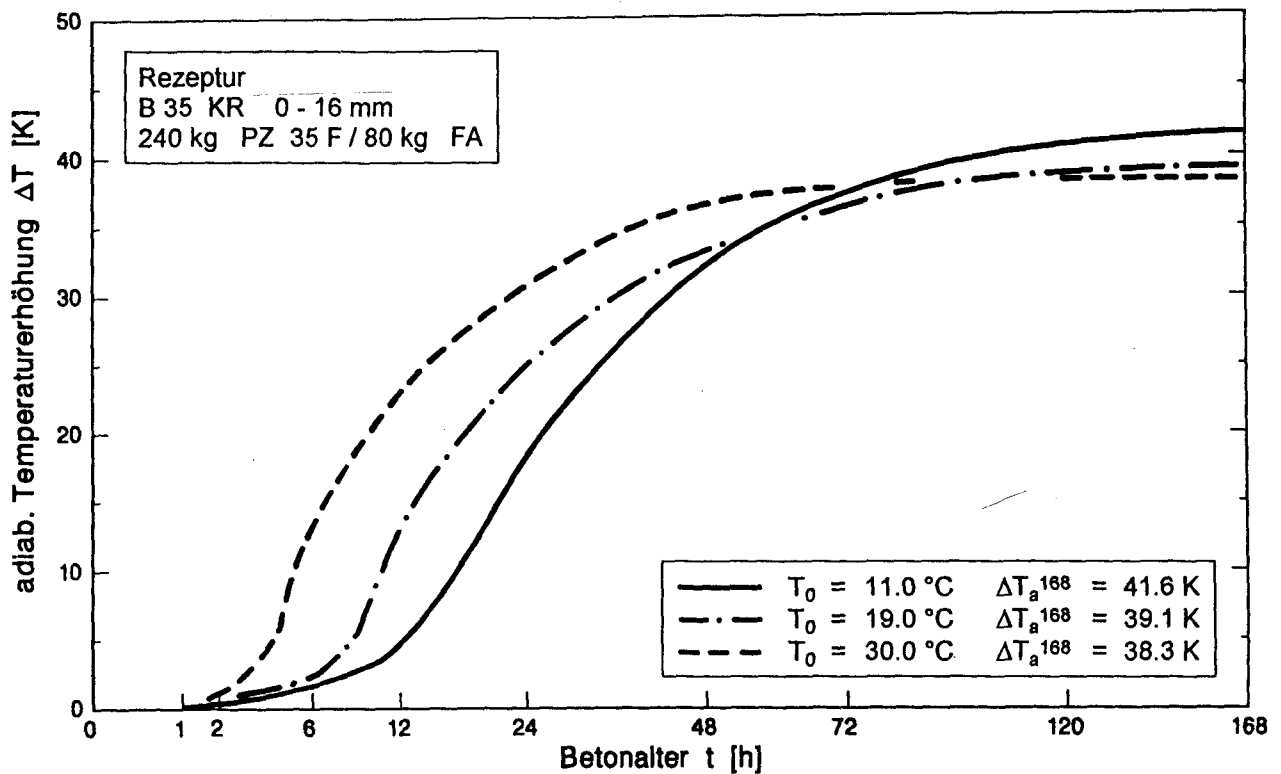


Abb. 2.2: Adiabatische Temperaturkurven für unterschiedliche Frischbetontemperaturen in Abhängigkeit vom Betonalter

Die Wärmefreisetzungsrate $q(t)$ und auch der Hydratationsgradverlauf $\alpha(t)$ werden vorwiegend durch folgende Parameter beeinflusst:

- der chemischen Zusammensetzung des Zements (Reaktionswärme der Klinkerminerale und deren Anteile im Zement),
- der Mahlfeinheit des Zements,
- dem Wasserzementwert,
- der Frischbetontemperatur,
- der Menge und Art der Zusatzstoffe und Zusatzmittel.

Diese Parameter bilden auch die Basis für eine mikrostrukturelle Modellierung des Hydrationsprozesses, wie in [11] gezeigt wird. Lediglich der Einfluß von Zusatzstoffen und Zusatzmitteln läßt sich damit nicht erfassen. Hierfür ist die adiabatische Kalorimetrie unerlässlich.

2.4.2.3 Hydrationswärmemenge bei vollständiger Hydratation

Wie bereits erwähnt, ist die Bestimmung der maximalen Hydrationswärmemenge Q_{\max} meßtechnisch nicht möglich. Mit Hilfe gut kalibrierter Kalorimeter beträgt die meßbare Wär-

memenge zwischen 75 und 85 % der Gesamtwärmemenge. Die maximal generierbare Hydratationswärme, die bis zur vollständigen Hydratation des Zementes freigesetzt wird, kann daher nur aus der Klinkerzusammensetzung des Zementes bestimmt werden. Voraussetzung dafür ist, daß die Zusammensetzung des Zementes und die Hydratationswärmemengen der einzelnen Klinkerphasen bekannt sind. In [82] wird für die maximale Hydratationswärme folgende Berechnungsformel angegeben:

$$Q_{ce}^{max} = q_1 \cdot (C_3S) + q_2 \cdot (C_2S) + q_3 \cdot (C_3A) + q_4 \cdot (C_4AF) + q_5 \cdot (C) + q_6 \cdot (MgO) \quad (2.5)$$

mit Q_{ce}^{max} : max. generierbare Hydratationswärme bei vollständiger Hydratation [J/g]
 $q_1 \dots q_6$: Hydratationswärme der einzelnen Klinkerminerale [J/g]
 $(C_3S \dots)$: Anteil der Klinkerminerale im Zement [g] .

Die Genauigkeit, mit der die potentielle Hydratationswärmemenge berechnet werden kann, hängt einerseits davon ab, mit welcher Genauigkeit die Anteile der einzelnen Klinkerkomponenten im Zement bestimmt werden und andererseits von der Kenntnis der Hydratationswärme der jeweiligen Klinkerphasen. In der Vergangenheit wurden hierfür üblicherweise die Angaben von Locher [51] verwendet (Tabelle 2.1).

Tabelle 2.1: Hydratationswärme der Klinkerphasen nach Locher

Klinkerphasen	C ₃ S	C ₂ S	C ₃ A	C ₄ AF	fr. CaO	fr. MgO
Q ^{max} [kJ/kg]	500	250	1340	420	1150	840

In der Literatur finden sich noch zahlreiche weitere Angaben, die z.T. von den Werten in Tabelle 2.1 abweichen. Eine Übersicht gibt [11]. Taylor [80] gibt nach neueren Untersuchungen verbesserte Werte für die Klinkerkomponenten an (Tabelle 2.2).

Tabelle 2.2: Hydratationswärme der Klinkerphasen nach Taylor

Klinkerphasen	C ₃ S	C ₂ S	C ₃ A	C ₄ AF	fr. CaO	fr. MgO
Q ^{max} [kJ/kg]	550	340	1195	440	1165	-

2.4.2.4 Mathematische Formulierung des Hydratationsgrades

Für numerische Untersuchungen kann es vorteilhaft sein, wenn die Hydratationsgradkurven mittels einer mathematischen Funktion beschrieben werden können. Hierfür finden sich in der Literatur verschiedene Ansätze [11, 16, 54, 62, 77].

In den meisten Fällen wurden die Ansätze in Form von Exponentialfunktionen aus den adiabatischen Temperaturmessungen abgeleitet. Als besonders geeignet hat sich der Exponentialansatz von Jonasson [40] zur Beschreibung des altersabhängigen Hydratationsgrades erwiesen:

$$\alpha(t_e) = e^{a \left[\ln \left(1 + \frac{t_e}{t_1} \right) \right]^b} \quad (2.6)$$

Mit t_e wird das sogenannte *wirksame* Betonalter beschrieben. Es ist die erhärtungsequivalente Zeit, die der Beton bei einer Prozeßtemperatur von 293 K oder 20 °C benötigt, um den gleichen Erhärtungszustand zu erreichen, wie ein Beton, der bei einer beliebigen Prozeßtemperatur erhärtet. Hierauf wird in Abschnitt 2.4.3 noch näher eingegangen.

Die konstanten Faktoren a , t_1 und b sind betonspezifisch und lassen sich durch nichtlineare Regression aus den Hydratationsgradkurven ermitteln. Diese Funktion basiert auf den Untersuchungen von Byfors [14] und wurde in [40] von Jonasson weiterentwickelt. Wie in [47] gezeigt wird, beschreibt sie den typischen nichtlinearen Reaktionsverlauf sehr gut.

2.4.2.5 Darstellung der Wärmeleistung

Mit Hilfe der Gln. (2.4) bis (2.6) aus den vorangegangenen Abschnitten läßt sich die Wärmeleistung während des Hydratationsprozesses bestimmen.

Durch Einsetzen der Gl. (2.6) in Gl. (2.4) erhält man eine stetige Formulierung des Wärmequellenglieds für den erhärtenden Beton in differentieller Form:

$$\begin{aligned} q(t, t_e) &= Q_{ce}^{max} \cdot C \cdot \frac{\partial \alpha(t, t_e)}{\partial t} = Q_{ce}^{max} \cdot C \cdot \frac{\partial \alpha(t, t_e)}{\partial t_e} \cdot \frac{\partial t_e(t)}{\partial t} \\ &= Q_{ce}^{max} \cdot C \cdot \alpha(t_e) \cdot a \cdot b \cdot \left[\ln \left(1 + \frac{t_e}{t_1} \right) \right]^{b-1} \cdot \frac{1}{\left(1 + \frac{t_e}{t_1} \right) \cdot t_1} \cdot \frac{\partial t_e(t)}{\partial t} \quad (2.7) \end{aligned}$$

Für eine Temperaturberechnung läßt sich die anfallende Wärmeleistung schrittweise aus dem Verlauf des Hydratationsgrades bestimmen. Sie ergibt sich aus der Differenz der Hydratationsgrade zwischen zwei Zeitschritten.

2.4.3 Einfluß der Prozeßtemperatur auf den Hydratationsgrad

2.4.3.1 Einfluß der Erhärtungstemperatur

Wie bei den meisten chemischen und physikalischen Prozessen steigt die Reaktionsgeschwindigkeit des Zementes mit zunehmender Prozeßtemperatur. Die adiabatischen

Temperaturkurven in Abb. 2.2 machen dies deutlich. Zahlreiche Untersuchungen haben gezeigt, daß die Reaktionsgeschwindigkeit nicht mit einem konstanten Faktor zunimmt, sondern je nach Zementart, Hydratationsgrad und Höhe der Prozeßtemperatur variiert. Eine wirklichkeitsnahe mathematische Beschreibung des Temperatureinflusses auf die Reaktionskinetik erscheint sehr kompliziert, da einerseits die einzelnen Phasenbestandteile des Zements sehr unterschiedlich reagieren und andererseits die Strukturentwicklung des Zementsteins ebenfalls von der Temperatur beeinflußt wird, diese aber wegen der diffusionskontrollierten Reaktion wiederum Einfluß auf die Reaktionsgeschwindigkeit ausübt.

Zur Berechnung der temperaturabhängigen Reaktionsgeschwindigkeit im Bauwerk werden nachfolgend einige empirische Ansätze vorgestellt.

2.4.3.2 Reifefunktionen

Die Prozeßgeschwindigkeit der Wärmefreisetzung kann als Produkt eines von der Temperatur unabhängigen Reaktionsfaktors p und eines temperaturabhängigen Geschwindigkeitsfaktors f beschrieben werden:

$$q(t) = \frac{\Delta Q(t)}{\Delta t} = p \cdot f(T(t)) \quad . \quad (2.8)$$

Für unterschiedliche Wärmeabgabeprozesse läßt sich zwischen den Zeitpunkten t_1 und t_2 eine Beziehung herleiten, zu denen die Prozesse Q_1 und Q_2 den gleichen Erhärtungszustand erreichen. Als Referenzprozeß wird im Betonbau üblicherweise die isothermische Erhärtung $Q(T_1 = 293 \text{ K})$ gewählt. Es gilt:

$$Q_1(T_1(t_1)) = Q_2(T_2(t_2))$$

$$\text{bzw.} \quad \int_0^{t_1} p_1 f(T_1(t)) dt = \int_0^{t_2} p_2 f(T_2(t)) dt \quad . \quad (2.9)$$

Für den gleichen Beton ($p_1 = p_2$) und isothermer Referenztemperatur läßt sich Gl. (2.9) wie folgt ausdrücken:

$$t_1 = t_e = \int_0^{t_2} \frac{f(T_2(t))}{f(293\text{K})} dt \quad . \quad (2.10)$$

Für die Transformation des realen Alters t in das wirksame Betonalter t_e wurden zahlreiche Reifefunktionen entwickelt. Am bekanntesten ist die Saul-Nurse-Reifefunktion [73], die auch in der DIN 4227 [23] Verwendung findet:

$$t_e = \int_0^t \frac{10 + T(t)}{30} dt \quad . \quad (2.11)$$

Diese Beziehung liefert für höhere Erhärtungstemperaturen jedoch fehlerhafte Ergebnisse. Nach Untersuchungen von Marx [54] und Laube [47] eignet sich der Ansatz von

Arrhenius/Freiesleben [28] für die Beschreibung der Reaktionskinetik besonders gut (Abb. 2.3):

$$t_e = \int_0^t e^{\frac{E_A}{R} \left[\frac{1}{293} - \frac{1}{T} \right]} dt \quad (2.12)$$

mit E_A : Aktivierungsenergie
 $\approx 33.5 \text{ [kJ/mol]}$ für $T \geq 293 \text{ K}$
 $\approx 33.5 + 1,47 \cdot (293 - T) \text{ [kJ/mol]}$ für $T < 293 \text{ K}$
 R : univ. Gaskonstante: $8,314 \text{ [J/mol]}$
 T : Betontemperatur [K]

In [11] gibt van Breugel eine auf der Basis der Arrheniusfunktion, Gl. (2.12), weiterentwickelte Reifefunktion an. Sie unterscheidet sich i.w. durch den Ansatz der Aktivierungsenergie E_A . Hierfür gibt van Breugel folgende Beziehung an:

$$E_A(T, \alpha, C_3S) = p(C_3S) \cdot f(T) \cdot \alpha + q(C_3S) \quad [\text{kJ/mol}] \quad (2.13)$$

mit $q(C_3S) = 0.33 \cdot (C_3S\%) + 30$
 $p(C_3S) = p_0 \cdot e^{-m \cdot (C_3S\%)^n}$
 $f(T) = e^{-0.025 \cdot T^{2/3}}$

folgt aus Gl. (2.13):

$$E_A\{T, \alpha, C_3S\} = p_0 \cdot \alpha \cdot e^{-\left[m \cdot (C_3S\%)^n + 0.025 \cdot T^{2/3}\right]} + 0.33 \cdot (C_3S\%) + 30 \quad (2.14)$$

Gleichung (2.14) basiert auf Untersuchungen der Aktivierungsenergie einzelner Zemente mit unterschiedlicher Klinkerphasenzusammensetzung in Abhängigkeit vom Hydratationsgrad. Aus den Untersuchungsergebnissen von Lerch und Ford [49] leitet van Breugel eine Abhängigkeit der Aktivierungsenergie vom C_3S -Gehalt, von der Temperatur und vom Hydratationsgrad ab. Dieser Zusammenhang bedarf aber noch der experimentellen Überprüfung.

Im Rahmen dieses Forschungsvorhabens werden die bekannten Reifefunktionen angewendet und bewertet.

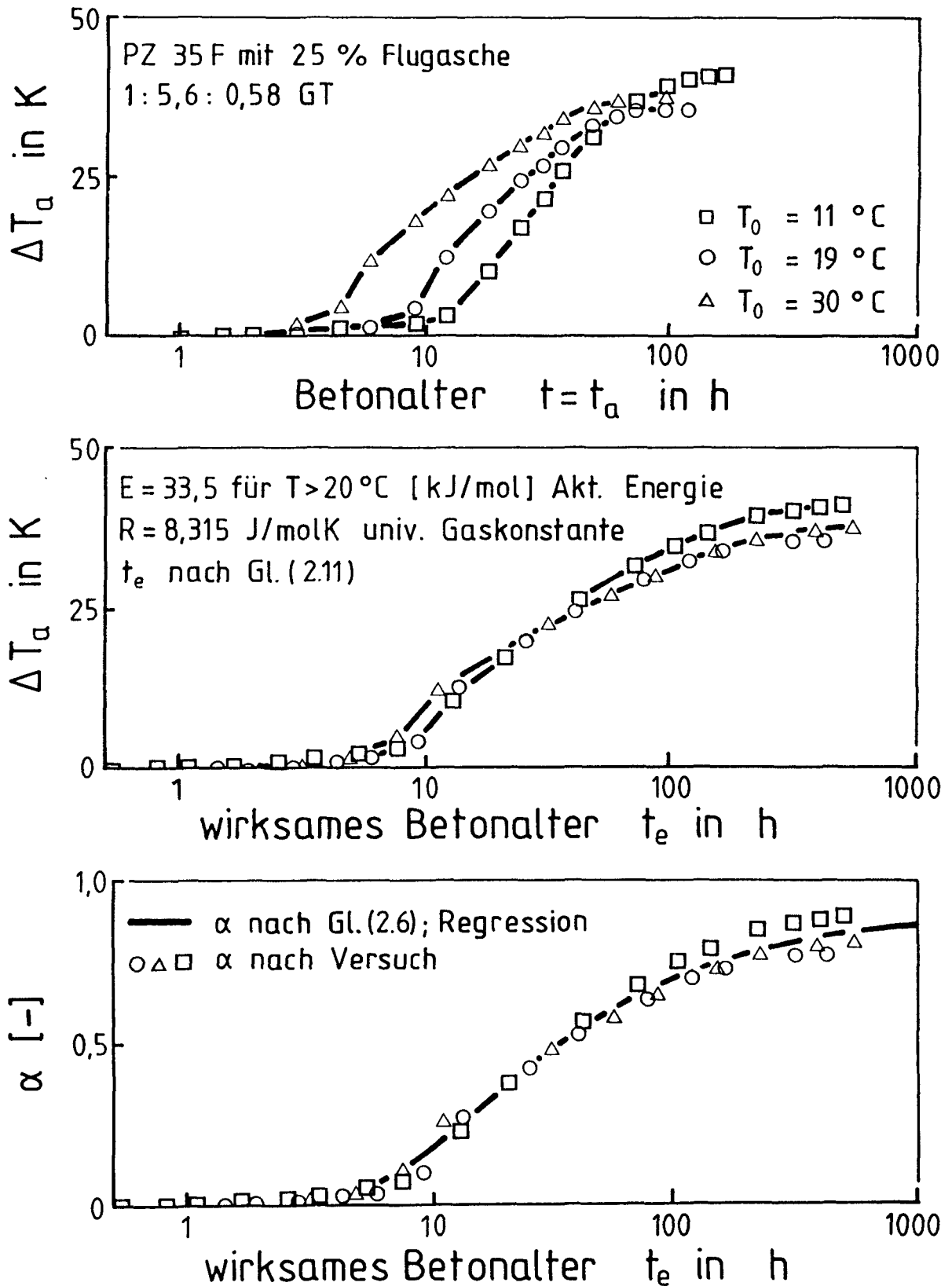


Abb. 2.3: Adiabatische Temperaturerhöhung und Hydratationsgrad, abhängig vom realen und wirksamen Alter

2.4.4 Thermische Eigenschaften des jungen Betons

2.4.4.1 Allgemeines

Eine wirklichkeitsnahe Temperaturberechnung in erhärtenden Betonbauteilen setzt die Kenntnis der thermischen Eigenschaften des jungen Betons voraus. Hier wären zu nennen die Wärmespeicherkapazität c_c , Wärmeleitfähigkeit λ_c und das spezifische Gewicht ρ_c . Während letzteres relativ einfach bestimmt werden kann, hängen die beiden anderen Eigenschaften von der Zusammensetzung des Betons ab und lassen sich nur mit größerem Aufwand bestimmen. Die wesentlichen Einflußfaktoren sind dabei:

- die Art der Zuschläge,
- das Verhältnis des bereits hydratisierten zum nicht hydratisierten Zement,
- der Wassergehalt
- und der Luftporengehalt.

Da die Hydratationsprodukte, der Anteil des freien Wassers und der Luftporengehalt sich während der Hydratation ständig ändern, ändern sich auch die Wärmespeicherkapazität und die Wärmeleitfähigkeit des jungen Betons.

2.4.4.2 Wärmespeicherkapazität

Die Wärmespeicherkapazität ist definiert als die Wärmemenge, die benötigt wird, um die Masse von einem kg Beton um ein Kelvin zu erwärmen. In den meisten Forschungsarbeiten und in der praktischen Anwendung wird die Wärmespeicherkapazität als konstant angesehen. In der Literatur finden sich zahlreiche Angaben dazu [1,32,39,52]:

$$\begin{array}{lll} 0.9 \leq c_c \leq 1.0 & \text{kJ/kg K} & \text{für erhärteten Beton mit üblicher Feuchte} \\ 1.0 \leq c_c \leq 1.15 & \text{kJ/kg K} & \text{für wassergesättigten Beton bzw. Frischbeton.} \end{array}$$

Trotz zahlreicher Untersuchungen zur Wärmespeicherkapazität wurde die Abhängigkeit vom Hydratationsgrad bisher kaum untersucht. Reinhardt weist in [62] auf eine Abhängigkeit vom Hydratationsgrad hin und gibt dafür folgende lineare Beziehung an:

$$c_c(\alpha) = c_{ce}(1.25 - 0.25 \cdot \alpha) \quad [\text{kJ/kg K}] \quad (2.15)$$

wobei c_{ce} die Wärmespeicherkapazität bei vollständiger Hydratation ($\alpha = 1$) angibt. Da der Hydratationsgrad als Indikator sowohl für den Anteil des hydratisierten Zementgehalts, als auch für den Anteil des freien Wassers und des Luftporengehalts angesehen werden kann, ist ein direkter Zusammenhang zwischen dem Hydratationsgrad auf der Wärmespeicherkapazität naheliegend.

Für den praktischen Gebrauch wird es häufig als ausreichend angesehen, die Wärmekapazität des Betons aus der Wärmekapazität seiner einzelnen Bestandteile zu ermitteln:

$$c_c = g_a \cdot c_a + g_{ce} \cdot c_{ce} + g_w \cdot c_w \quad [\text{kJ/kg K}] \quad (2.16)$$

mit a : Zuschläge
 ce : Zement
 w : Wasser .

Van Breugel gibt in [9] eine gegenüber Gl. (2.15) leicht modifizierte Beziehung an, die den Hydratationsfortschritt berücksichtigt:

$$c_c = g_a \cdot c_a + g_{ce} \cdot c_{ce} + g_w \cdot c_w - 0.2 g_{ce} \cdot c_w \cdot \alpha \quad [\text{kJ/kg K}] \quad (2.17)$$

Hierbei ergibt sich gegenüber dem konstanten Wert in Gl. (2.16) je nach Wasserzementwert bei vollständiger Hydratation eine max. Abweichung von etwa 16 %. Bei Reinhardt, Gl. (2.14), beträgt die max. Abweichung sogar bis zu 25 %.

2.4.4.3 Wärmeleitfähigkeit

Auch für die Wärmeleitfähigkeit findet man in der Literatur sehr unterschiedliche Angaben. Ausführliche Untersuchungen findet man in [38,39]. Sowohl in [38,39] als auch in [62] wird auf die zeitliche Änderung der Wärmeleitfähigkeit hingewiesen.

In Ermangelung gesicherter Erkenntnisse wird in [52] vorgeschlagen, die Wärmeleitfähigkeit des Betons in Analogie zur Wärmespeicherkapazität, Gl. (2.16), aus der Wärmeleitfähigkeit der einzelnen Bestandteile (Zement, Wasser, Zuschläge) zu berechnen.

Eine Abhängigkeit der Wärmeleitfähigkeit vom Hydratationsgrad kann nicht so ohne weiteres postuliert werden. Zwar nimmt mit zunehmender Hydratation der Anteil des freien Wassers im Beton ab [53] - die Wärmeleitfähigkeit müßte somit zunehmen - jedoch füllt sich ein Teil des Porenvolumens durch die zunehmende Austrocknung mit Luft, was wiederum eine Abnahme der Wärmeleitfähigkeit bewirken müßte [12,38,39]. Die Aussagen in der Literatur widersprechen sich hier.

Lediglich Reinhardt nimmt in [62] eine lineare Abhängigkeit vom Hydratationsgrad an, wobei er in Gl. (2.18) von einem Faktor 2 zwischen der Anfangs- und Endleitfähigkeit λ_{ce} ausgeht.

$$\lambda(\alpha) = \lambda_{ce}(2.0 - \alpha) \quad [\text{W/mK}] \quad (2.18)$$

Diese These ist allerdings experimentell nicht belegt. Für die praktische Berechnung wird daher in der Regel von einem Wert zwischen 1.5 und 2.1 W/mK für λ ausgegangen.

2.4.4.4 Sonstige Einflüsse

Neben den eigentlichen thermischen Eigenschaften des jungen Betons wie Wärmeleitfähigkeit und Wärmespeicherkapazität spielen auch die Wärmeübergangsbedingungen eine wesentliche Rolle für die Temperaturberechnung. Diese lassen sich durch die Wärmeübergangskoeffizienten ausdrücken, die von der Luftgeschwindigkeit, -temperatur,

-feuchte, von der Bauteiltemperatur und -beschaffenheit sowie von der Geometrie des Bauteils abhängen.

Wegen der Komplexität finden sich in der Literatur hierfür nur empirische Angaben, die hauptsächlich die beiden Parameter Temperatur und Luftgeschwindigkeit berücksichtigen. Die Oberflächenfeuchte des Betons, die den Wärmeübergang entscheidend beeinflussen kann, bleibt dabei leider unberücksichtigt. Hierzu wäre in aller Regel eine kombinierte Berechnung von Temperatur- und Feuchtefeldern erforderlich [2,32].

Da der Wärmeübergangskoeffizient keine reine stoffliche Eigenschaft ist, wird auf eine ausführliche Darstellung verzichtet.

2.5 Mechanische Eigenschaften des jungen Betons

2.5.1 Allgemeines

Wie die thermischen Eigenschaften spielen auch die mechanischen Eigenschaften des jungen Betons eine wichtige Rolle für die Zuverlässigkeit einer Spannungsberechnung. In einer Vielzahl von Veröffentlichungen wird darauf hingewiesen, daß zwischen der Entwicklung der mechanischen Eigenschaften und dem Betonalter i.a. nichtlineare Beziehungen bestehen.

Die Erforschung der Druckfestigkeitsentwicklung stand dabei in der Vergangenheit stets im Vordergrund, da die Druckfestigkeit für die Bestimmung von Ausschulfristen oder Vorspannzeitpunkten eine wichtige Rolle spielt. Erst mit der zunehmenden Erforschung der Zwangrößbildung wurden auch andere mechanische Eigenschaften wie die Zugfestigkeits- und Steifigkeitsentwicklung, das viskoelastische und bruchmechanische Verhalten sowie Temperaturexpansion untersucht.

Für die Festigkeitsentwicklung während der Hydratationsphase unterscheidet van Breugel [11] i.w. fünf unterschiedliche Stoffmodelle, die für eine Spannungsberechnung angewendet werden können. Die Festigkeitsentwicklung kann demnach ausgedrückt werden als Funktion

- der Porosität ,
- des Zementgelvolumens,
- des Hydratationsgrades,
- der Reife oder
- der chem. Zusammensetzung des Zementes.

Da sowohl die Porosität und als auch das Zementgelvolumen in direkter Beziehung zum Hydratationsgrad gesetzt werden können, sind die Unterschiede zwischen den ersten drei Modellen gering. Die Darstellung in Abhängigkeit der Reife oder des Reifegrads, definiert als Integral der Temperatur über die Zeit, ist grundsätzlich als zeitabhängiges Stoffmodell zu betrachten, welches den Temperatureinfluß berücksichtigt. Der Zusammenhang ist i.w. empirischer Natur und darf nicht mit der Abhängigkeit vom Hydratationsgrad verwechselt

werden. Die chemisch orientierten Modelle spielen für die Praxis nur eine untergeordnete Rolle. In [11] werden die einzelnen Stoffmodelle ausführlich diskutiert.

Nachfolgend wird lediglich auf die zeit- und hydrationsgradabhängigen Modelle eingegangen, da sie sich für eine praktische Anwendung am besten eignen.

2.5.2 Druckfestigkeitsentwicklung

2.5.2.1 Altersabhängige Darstellung

Die größten Kenntnisse besitzen wir über die Druckfestigkeit, sie läßt sich experimentell am einfachsten untersuchen. Daher wird die Druckfestigkeit auch häufig als Maßstab für andere Eigenschaften des Betons gewählt, wie Steifigkeit oder Dauerhaftigkeit.

Die Druckfestigkeit wird nahezu ausschließlich an Würfel- oder Zylinderproben ermittelt. Für den Gütenachweis des Festbeton wird dabei i.d.R. vom 28 Tage alten Beton ausgegangen. DIN 1045 [22], EC 2 [26] und CEB/FIP Model Code 90 [20] geben für die Umrechnung der Würfeldruckfestigkeit auf die Zylinderdruckfestigkeit in etwa die gleichen Beziehungen an. Auf die Angabe einer Beziehung zur Beschreibung der Altersabhängigkeit des jungen Betons wird in den z.Z. gültigen Vorschriften verzichtet.

Zur Beschreibung der altersabhängigen Entwicklung der Druckfestigkeit wird daher in vielen Fällen auf die Altersfunktion von Rüschi/Jungwirth [72] zurückgegriffen. Diese Funktion beschreibt das Verhältnis zwischen der Würfeldruckfestigkeit nach 28 Tagen und der Druckfestigkeit zu einem früheren Zeitpunkt:

$$\beta_{cc}(t_e) = \frac{f_{cm}(t_e)}{f_{cm,28}} \quad (2.19)$$

Die β_{cc} - Funktion wurde aus Würfeldruckversuchen bei isothermer Erhärtungstemperatur ($T = 293 \text{ K}$) ermittelt und in Abhängigkeit vom wirksamen Betonalter t_e und der Zementfestigkeit beschrieben. Abb. 2.4 zeigt die β_{cc} - Verläufe nach [72].

CEB/FIP Model Code 90 [20] gibt für die Altersabhängigkeit folgende Funktion an:

$$\beta_{cc}(t_e) = e^{s \left(1 - \left(\frac{28}{t_e} \right)^{0.5} \right)} \quad (2.20)$$

wobei der Koeffizient s in Gl. (2.20) von der Zementart abhängt. Die Funktion ist für normal und langsam erhärtende Zemente ebenfalls in Abb. 2.4 dargestellt. Bei nicht isothermen Erhärtungsbedingungen ist der Einfluß der Temperatur zu berücksichtigen.

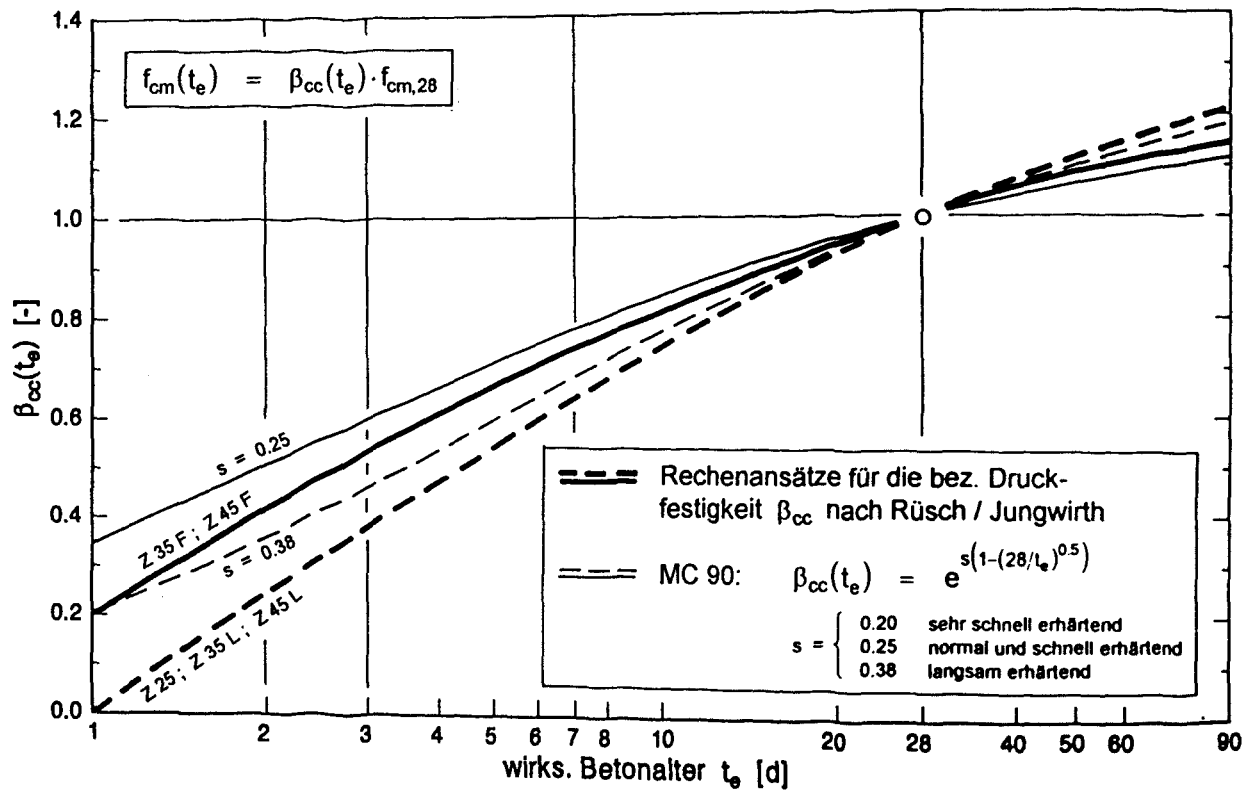


Abb. 2.4: Bezogene Druckfestigkeit, abhängig vom wirksamen Betonalter (Rechenansätze)

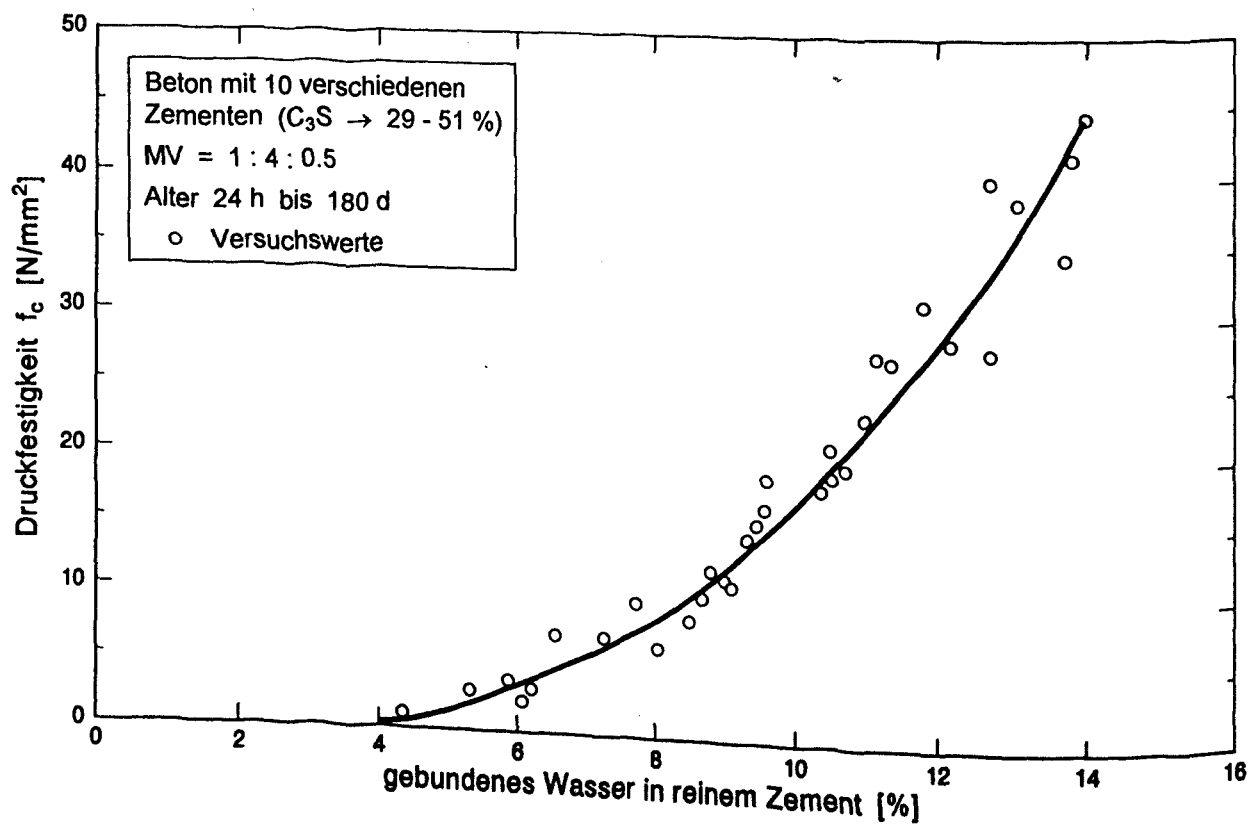


Abb. 2.5: Beziehung zwischen Druckfestigkeit und Gehalt an gebundenem Wasser nach Lea und Jones [48]

2.5.2.2 Hydratationsgradabhängige Darstellung

In der Literatur finden sich zahlreiche Darstellungen über das Verhältnis der Druckfestigkeit zum Hydratationsgrad. Erste Untersuchungen aus den 20iger und 30iger Jahren stellen dabei eine lineare Beziehung zwischen der freigesetzten Hydrationswärme und der Druckfestigkeit des Zementes her [21,92].

Lea und Jones [48] weisen 1935 auf den nichtlinearen Zusammenhang zwischen der Druckfestigkeit und dem chemisch gebundenem Wasser hin (Abb. 2.5), das wie bereits erwähnt, mit dem Hydratationsgrad in einem direkten Verhältnis steht.

Die Angaben in der Literatur, ob zwischen der Druckfestigkeit des Zementes bzw. des Betons und dem Hydratationsgrad ein linearer oder nichtlinearer Zusammenhang besteht, widersprechen sich stark. Die verschiedenen Untersuchungen in Abb. 2.6 machen dieses deutlich [27,50,59,79]. Unzweifelhaft dagegen ist der Einfluß des Wasserzementwertes auf die hydratationsgradabhängige Entwicklung der Druckfestigkeit.

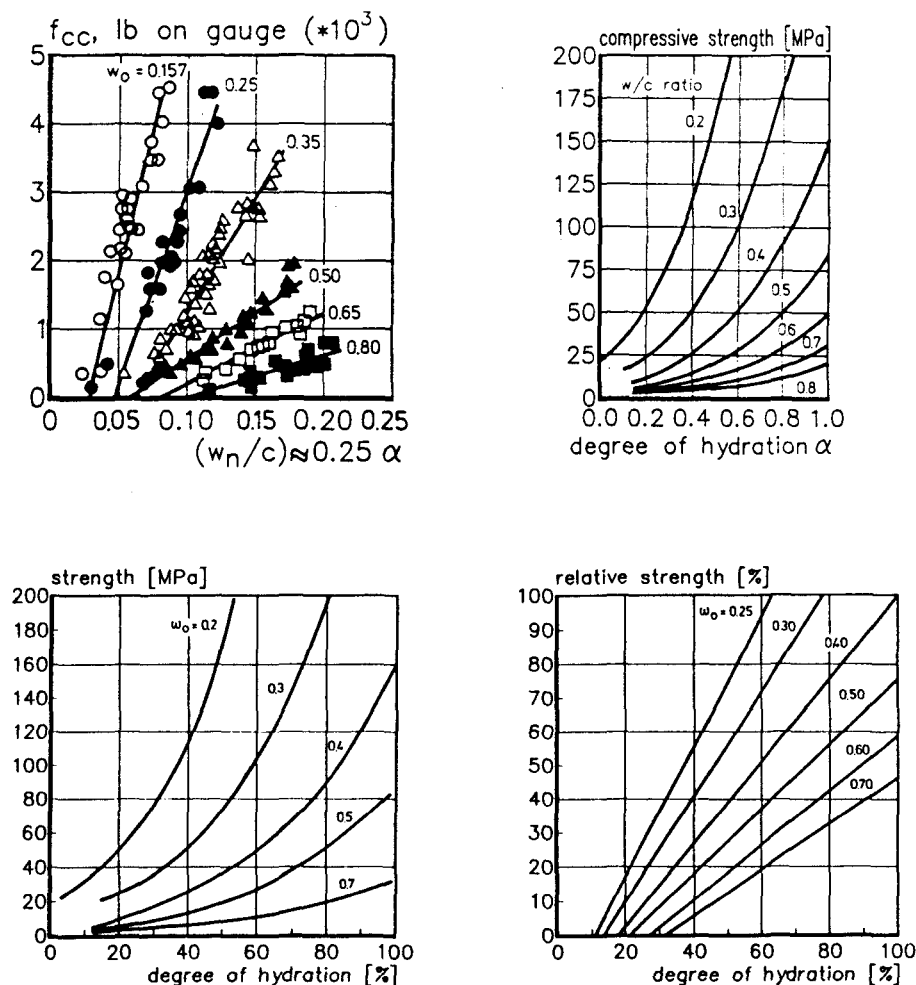


Abb. 2.6: Druckfestigkeitsentwicklung als Funktion des Hydratationsgrades nach Taplin [79], Locher [50], Powers [59], Fagerlund [27]

Byfors [14] gibt für den hydratationsgradabhängigen Verlauf der Druckfestigkeit folgende lineare Beziehung an:

$$\frac{f_c}{f_{c,28}} = b \cdot \left[\frac{\alpha(t_e)/\alpha(28) - a}{1 - a} \right] \quad (2.21)$$

wobei $b = 1.0$ gesetzt werden kann und a je nach W/C-Wert zwischen 0.15 und 0.17 variiert. Für kleinere Hydratationsgrade räumt Byfors jedoch einen nichtlinearen Zusammenhang ein, daher wird für $\alpha < 0.25$ der Faktor b kleiner 1.

Neuere Untersuchungen von Laube [47] deuten eher auf einen nichtlinearen Zusammenhang zwischen der Druckfestigkeit und dem Hydratationsgrad hin. In [47] wird die Druckfestigkeitsentwicklung in Beziehung zur hydratationsgradabhängigen Zugfestigkeit gesetzt, für die Laube einen linearen Zusammenhang angibt:

$$\frac{f_c(\alpha)}{f_c(\alpha = 1)} = 0.85 \cdot \left[\frac{\hat{f}_{ct}}{f_{ct}(\alpha = 1) \cdot c_D} \right]^{2/3} \quad (2.22)$$

Die Werte $f_c(\alpha = 1)$ und $f_{ct}(\alpha = 1)$ stellen Endwerte für die Festigkeiten bei vollständiger Hydratation dar und lassen sich aus den Versuchswerten extrapolieren. Der Faktor c_D ist betonspezifisch und wird in den Untersuchungen von Laube mit $0.236 \text{ [N/mm}^2\text{]}^{1/3}$ angegeben (vergl. Abb. 2.8).

Sowohl die Beziehung von Byfors Gl. (2.21) als auch von Laube, Gl. (2.22), sind wegen ihrer zahlreichen z.T. dimensionsbehafteten Parameter für den praktischen Gebrauch wenig zufriedenstellend. Außerdem wurden die Beziehungen nur jeweils für eine Betonrezeptur ermittelt - eine Verallgemeinerung bedarf der Überprüfung.

2.5.3 Zugfestigkeitsentwicklung

2.5.3.1 Altersabhängige Darstellung

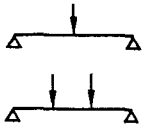

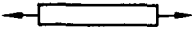
Im Vergleich zur Druckfestigkeit findet man in der Literatur weitaus geringere Untersuchungen zur altersabhängigen Entwicklung der Zugfestigkeit. Dennoch ist die Zugfestigkeit zur Beurteilung der Rißgefahr eines Bauteils die maßgebende mechanische Eigenschaft des Betons. Gesicherte Angaben über die Zugfestigkeit von Beton in Abhängigkeit von der Betonfestigkeitsklasse sind rar. Dies hängt einerseits mit den Schwierigkeiten bei der Durchführung von Zugprüfungen und andererseits mit der großen Streuung der Zugfestigkeit zusammen.

Im allgemeinen wird die Zugfestigkeit des Betons mit Hilfe von empirischen Formeln aus der Betondruckfestigkeit ermittelt. Bereits Ende der sechziger Jahre stellte Heilmann [33] einen Zusammenhang zwischen der zentrischen Zugfestigkeit, der Biege- und Spaltzugfestigkeit her:

$$f_{ct} = c \cdot f_{c, \text{cube}}^{2/3} \quad (2.23)$$

Für den dimensionsbehafteten Faktor c gibt Heilmann je nach Art der Festigkeit (zentrischer Zug, Spaltzug oder Biegezug) unterschiedliche Werte an (Tab. 2.3).

Tabelle 2.3 : Koeffizienten c für die Abhängigkeit zwischen Zug- und Druckfestigkeit nach Heilmann [33]

Art der Zugfestigkeit		unterer Grenzwert	im Mittel	oberer Grenzwert
	Biegezugfestigkeit	0.399	0.497	0.594
	$f_{ct,fl}$	0.353	0.455	0.557
	Spaltzugfestigkeit	0.223	0.274	0.325
	$f_{ct,sp}$			
	zent. Zugfestigkeit	0.167	0.241	0.293
	f_{ct}			

Wegen der experimentellen Schwierigkeiten bei der Durchführung von zentr. Zugprüfungen wird häufig auf die Spaltzugfestigkeit oder Biegezugfestigkeit zurückgegriffen. Diese indirekten Verfahren liefern lediglich technologische Zugfestigkeitswerte, sie stellen nicht die "wahre" Zugfestigkeit des Betons dar. Nach den c -Werten von Heilmann ergibt sich folgender Zusammenhang zwischen den Festigkeiten:

$$f_{ct} = 0.88 \cdot f_{ct,sp} \quad f_{ct,sp} \text{ - Spaltzugfestigkeit} \quad (2.24)$$

$$f_{ct} = 0.53 \cdot f_{ct,fl} \quad f_{ct,fl} \text{ - Biegezugfestigkeit} \quad (2.25)$$

Das Swedish Handbook for Concrete Design [78] bzw. CEB/FIP Model Code [20] geben folgende Beziehungen an:

$$f_{ct} = 0.667 \cdot f_{ct,sp} \quad (2.26)$$

$$f_{ct} = f_{ct,fl} \cdot \frac{0.08 d^{0.7}}{1 + 0.08 d^{0.7}} \quad (2.27)$$

wobei d die Dicke des Biegebalkens darstellt.

Literatur und internationale Vorschriften enthalten noch zahlreiche weitere Darstellungen zur Ableitung der zentr. Zugfestigkeit f_{ct} , die mehr oder weniger brauchbar erscheinen [1,3,14,19,41,56,84].

Die Altersabhängigkeit der Zugfestigkeit wurde bisher kaum untersucht. Daher wird in den deutschen Vorschriften [22,75] und Literatur zur Beschreibung der altersabhängigen Ent-

wicklung der Zugfestigkeit meistens auf die Altersfunktion von Rüsç/Jungwirth [72] zurückgegriffen, unter der Annahme, daß sich Druck- und Zugfestigkeit ähnlich entwickeln. Diese Funktion gilt aber strenggenommen nur für die Betondruckfestigkeit (vergl. Abschn. 2.5.2.1).

Die geringe Anzahl der Untersuchungen zur Zugfestigkeit des jungen Betons weisen darauf hin, daß sich die Zugfestigkeit schneller entwickelt als die Druckfestigkeit. Henning führt in [34] einen modifizierten Ansatz für die Altersabhängigkeit der Zugfestigkeit ein, indem er die Altersfunktion, Gl. (2.19), in die Beziehung für die Zugfestigkeit, Gl. (2.23), einsetzt. Die altersabhängige Betonzugfestigkeit läßt sich danach wie folgt ausdrücken:

$$f_{ct}(t_e) = c \cdot (\beta_{cc}(t_e) \cdot f_{ck, cube})^{2/3} = c \cdot \beta_{cc}(t_e)^{2/3} \cdot f_{ck, cube}^{2/3} \quad (2.28)$$

In Abb. 2.7 sind die Altersfunktionen für die Druckfestigkeit nach Gl. (2.19) und für die Zugfestigkeit nach Gl. (2.28) für zwei unterschiedliche Zementfestigkeiten gegenübergestellt.

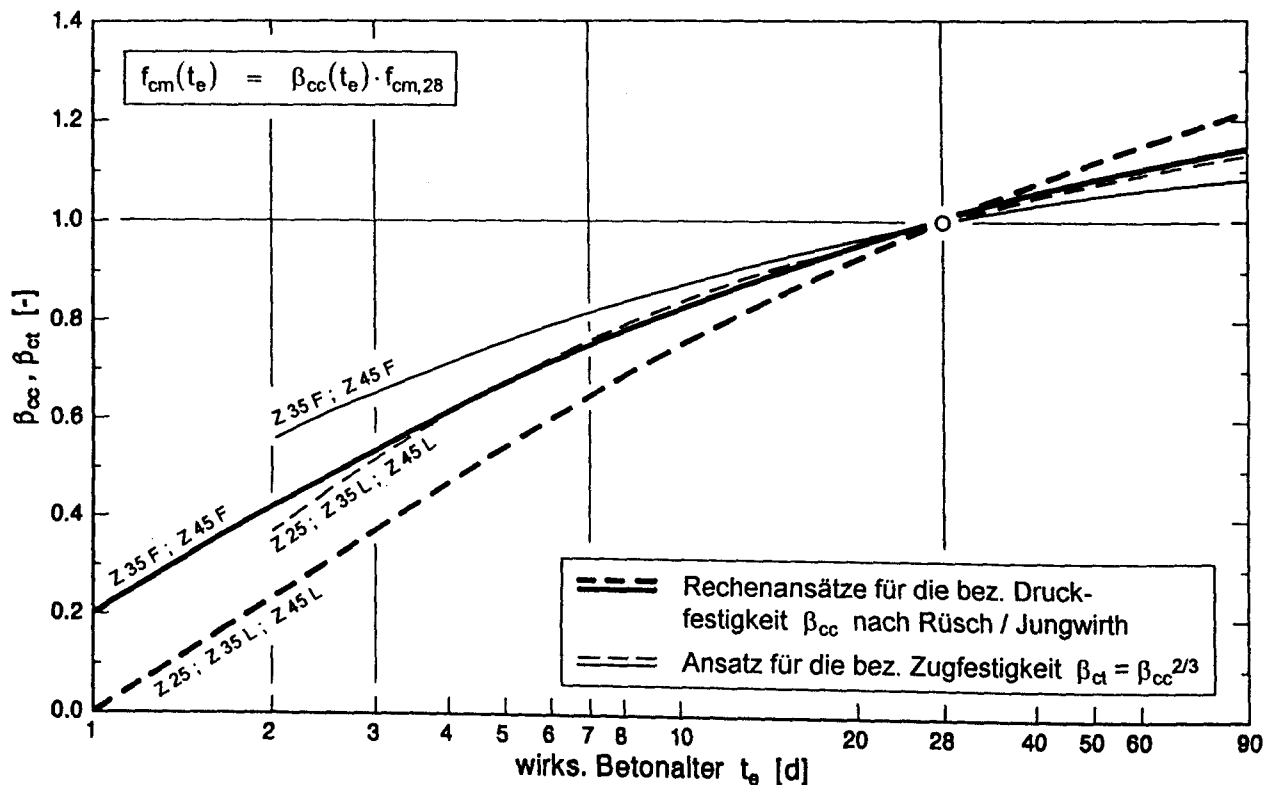


Abb. 2.7: Rechenansätze für die bezogene Druck- und Zugfestigkeit in Abhängigkeit vom wirksamen Betonalter

Byfors gibt in [14] folgende Beziehungen für die altersabhängige Entwicklung der Betonzugfestigkeit an:

$$f_{ct}(t) = 0.115 \cdot f_c(t) - 0.022 \quad f_c(t) \leq 20 \text{ MPa} \quad (2.29)$$

$$f_{ct}(t) = 0.105 \cdot (f_c(t) - 20)^{0.839} + 2.28 \quad f_c(t) > 20 \text{ MPa} \quad (2.30)$$

Dabei wurde die Prismendruckfestigkeit zugrunde gelegt, die in etwa mit der Zylinderdruckfestigkeit gleichzusetzen ist.

Der CEB/FIP Model Code 90 [20] enthält keine Angaben zur Zugfestigkeitsentwicklung. Ein Ansatz nach Gl. (2.28) mit der altersabhängigen Druckfestigkeit des MC 90, Gl. (2.20), wäre aber denkbar.

2.5.3.2 Hydratationsgradabhängige Darstellung

Abgesehen von den Untersuchungen von Rostásy/Laube [68] findet man in der Literatur keine Hinweise auf einen Zusammenhang zwischen der Zugfestigkeit und dem Hydratationsgrad. Laube gibt in [47] folgende lineare Beziehung für die hydratationsgradabhängige Zugfestigkeit an:

$$\frac{f_{ct}(\alpha)}{f_{ct}(\alpha=1)} = (a_z + 1) \cdot \alpha - a_z \quad (2.31)$$

wobei a_z mit 0.21 angegeben wird. Die Funktion ist in Abb. 2.8 dargestellt. Die Werte für $f_{ct}(\alpha=1)$ und a_z wurden durch lineare Regression der Versuchswerte ermittelt. Wie bei der Beziehung für die Druckfestigkeit stellt $f_{ct}(\alpha=1)$ den theoretischen Endwert für die Zugfestigkeit dar.

Der Schnittpunkt der Geraden mit der Hydratationsgradachse markiert das Ende der sogenannten *dormant phase*, nach deren Ablauf die Festkörpereigenschaften wirksam werden.

2.5.3.3 Einflüsse auf die Zugfestigkeit im Bauwerk

Die in der Regel an gesondert hergestellten und dauernd feucht gelagerten Prüfkörpern ermittelte Laborzugfestigkeit lässt sich i.a. im Bauwerk nicht erreichen. Hierfür sind verschiedene Einflüsse verantwortlich:

- Die Verdichtung des Betons im Bauwerk ist weniger intensiv als die von Laborproben,
- Randbereiche können infolge von Temperatur- und Schwindunterschieden durch Spannungen belastet bzw. durch Mikrorisse geschwächt werden,
- langandauernde Zwangbeanspruchung kann zu einem Abfall der Zugfestigkeit führen (Dauerzug infolge des sich aufbauenden Zwangs).

In einer neueren Forschungsarbeit [66] wurden diese Einflüsse quantifiziert. Hierauf wird in einem späteren Abschnitt noch eingegangen.

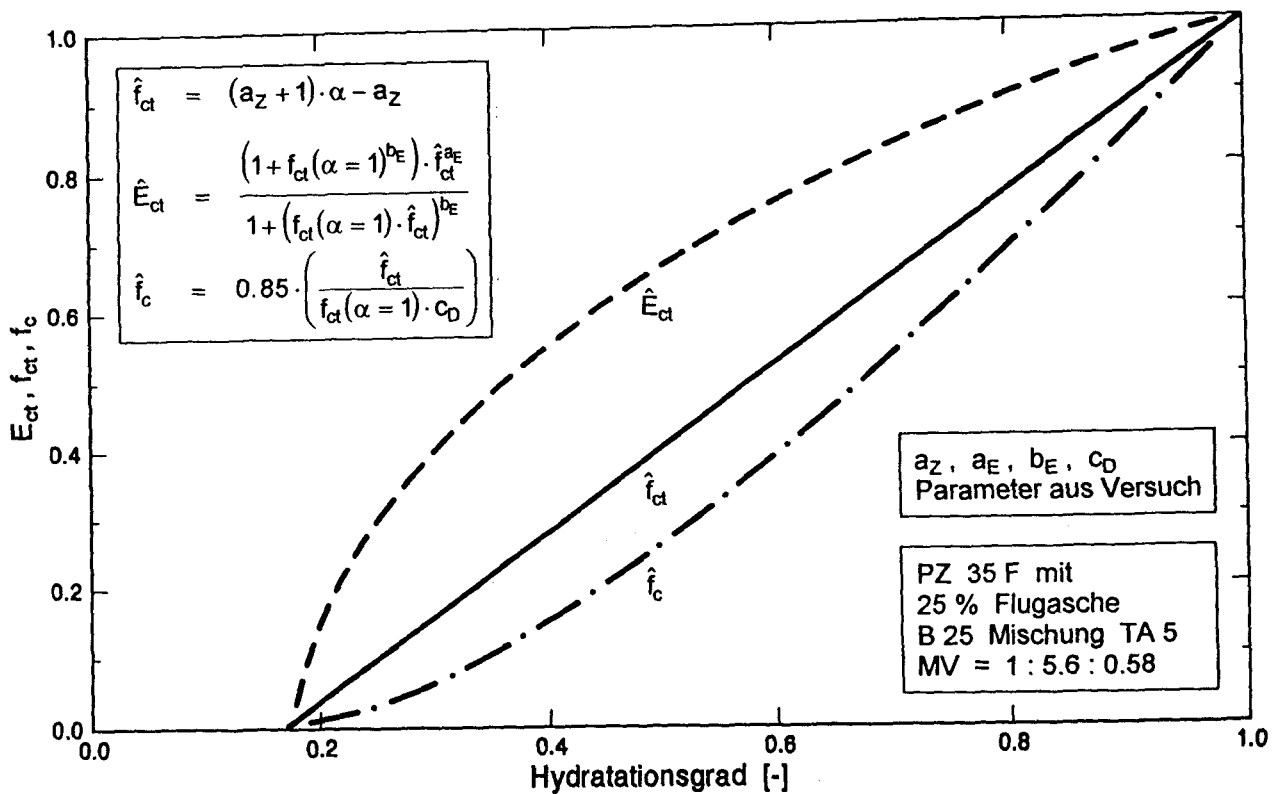


Abb. 2.8: Hydratationsgradabhängige Werkstoffansätze für die Zug- und Druckfestigkeit sowie den Elastizitätsmodul nach Laube [47]

2.5.4 Elastizitätsmodulentwicklung

2.5.4.1 Altersabhängige Darstellung

Für erhärteten Beton finden sich in den Vorschriften und in der Literatur zahlreiche Angaben zum Druckelastizitätsmodul in Abhängigkeit von der Betondruckfestigkeitsklasse. Darüberhinaus gibt es auch Beziehungen, mit der der Druckelastizitätsmodul direkt aus der Betondruckfestigkeit abgeleitet werden kann. z.B.:

$$E_c \approx 9600 \cdot f_{c, \text{cube}}^{1/3} \quad \text{nach Rüsç/Jungwirth [72]} \quad (2.32)$$

$$E_c \approx 10^4 \cdot f_c^{1/3} \quad \text{nach CEB/FIP Model Code 90 [20]} \quad (2.33)$$

Die E-Moduln für Zug- und Druckbelastung sind unterschiedlich. Im Gegensatz zur progressiv gekrümmten Spannungs-Dehnungslinie unter Druckbelastung, zeigt der Beton bei Zugbelastung einen über den gesamten Beanspruchungsbereich nahezu linearen Verlauf. Daher ist es prinzipiell möglich, den Zugelastizitätsmodul gleich dem Ursprungsmodul für Druckbelastung zu setzen. Er fällt damit geringfügig größer aus als der Druck-E-Modul. Rostásy und Alda [65] haben aus Zugversuchen folgenden Zusammenhang zwischen dem Zugmodul und dem Sekantenmodul bei Druckbelastung ermittelt:

$$E_{ct} \approx 1.15 \cdot E_c \quad (2.34)$$

Byfors ermittelte in [14] folgenden empirischen Ansatz für den allgemeinen Zusammenhang zwischen der Druckfestigkeit und dem Elastizitätsmodul:

$$E_c = \frac{E_0 \cdot f_c^a}{1 + b \cdot f_c^c} \quad (2.35)$$

in dem die Parameter a , b und c durch nichtlineare Regression ermittelt wurden.

Ebenso wie die Zugfestigkeit und die Druckfestigkeit wächst auch der Elastizitätsmodul mit dem Betonalter. Die Zeitabhängigkeit des Druckelastizitätsmoduls lässt sich nach [72] aus dem Elastizitätsmodul nach 28 Tagen berechnen:

$$E_c(t_e) = \beta_E(t_e) \cdot E_{c,28} \quad (2.36)$$

Für den Altersfaktor β_E sind in [72] in Abhängigkeit von der Zementart verschiedene Kurvenverläufe angegeben (Abb. 2.9 a). Sie wurden aus der zeitlichen Entwicklung der Druckfestigkeit, Gl. (2.19), nach folgender Beziehung ermittelt:

$$\beta_E(t_e) = \beta_{cc}(t_e)^{1/3} \quad (2.37)$$

mit $\beta_{cc}(t_e)$ nach Abb. 2.4. Die Beziehung, Gl. (2.37), weist im Vergleich zur Druckfestigkeit auf einen überproportionalen Anstieg des Elastizitätsmoduls hin. Ein ähnlicher Zusammenhang für die Altersabhängigkeit findet sich in CEB/FIP Model Code 90:

$$\beta_E(t_e) = \beta_{cc}(t_e)^{1/2} \quad (2.38)$$

allerdings für $\beta_{cc}(t_e)$ nach Gl. (2.20). Dieser Funktionsverlauf ist in Abb. 2.9 b dargestellt. Die Unterschiede der Altersbeziehungen für den Elastizitätsmodul in den Abbn. 2.9 a und b sind gering.

2.5.3.2 Hydratationsgradabhängige Darstellung

Entsprechend der Vorgehensweise bei der Zugfestigkeit wurde in [47] eine hydratationsgradabhängige Beziehung für den Zugelastizitätsmodul entwickelt:

$$\frac{E_{ct}(\alpha)}{E_{ct}(\alpha=1)} = \frac{\left(1 + f_{ct}(\alpha=1)^{b_E}\right) \cdot \hat{f}_{ct}^{a_E}}{1 + \left(f_{ct}(\alpha=1) \cdot \hat{f}_{ct}\right)^{b_E}} \quad (2.39)$$

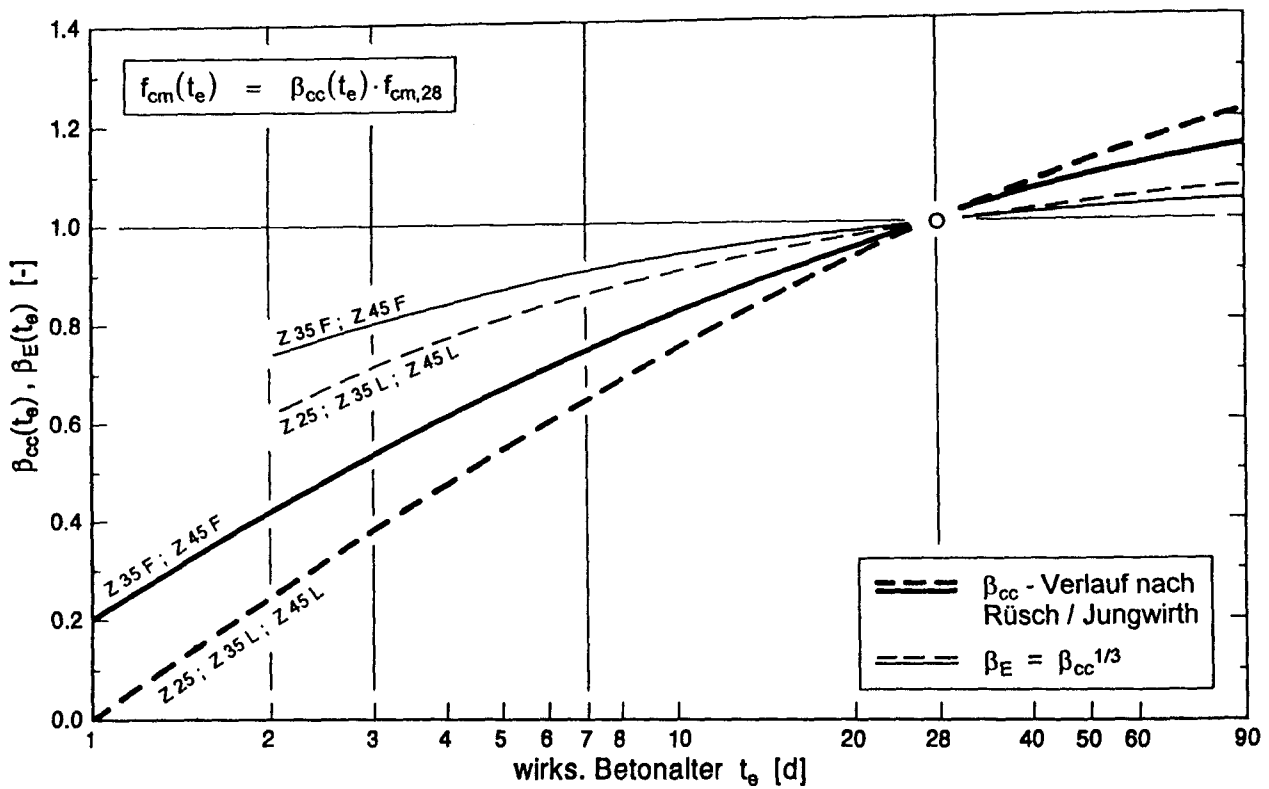


Abb. 2.9 a: Rechenansatz für den bezogenen Elastizitätsmodul nach Rüschi/Jungwirth [72]

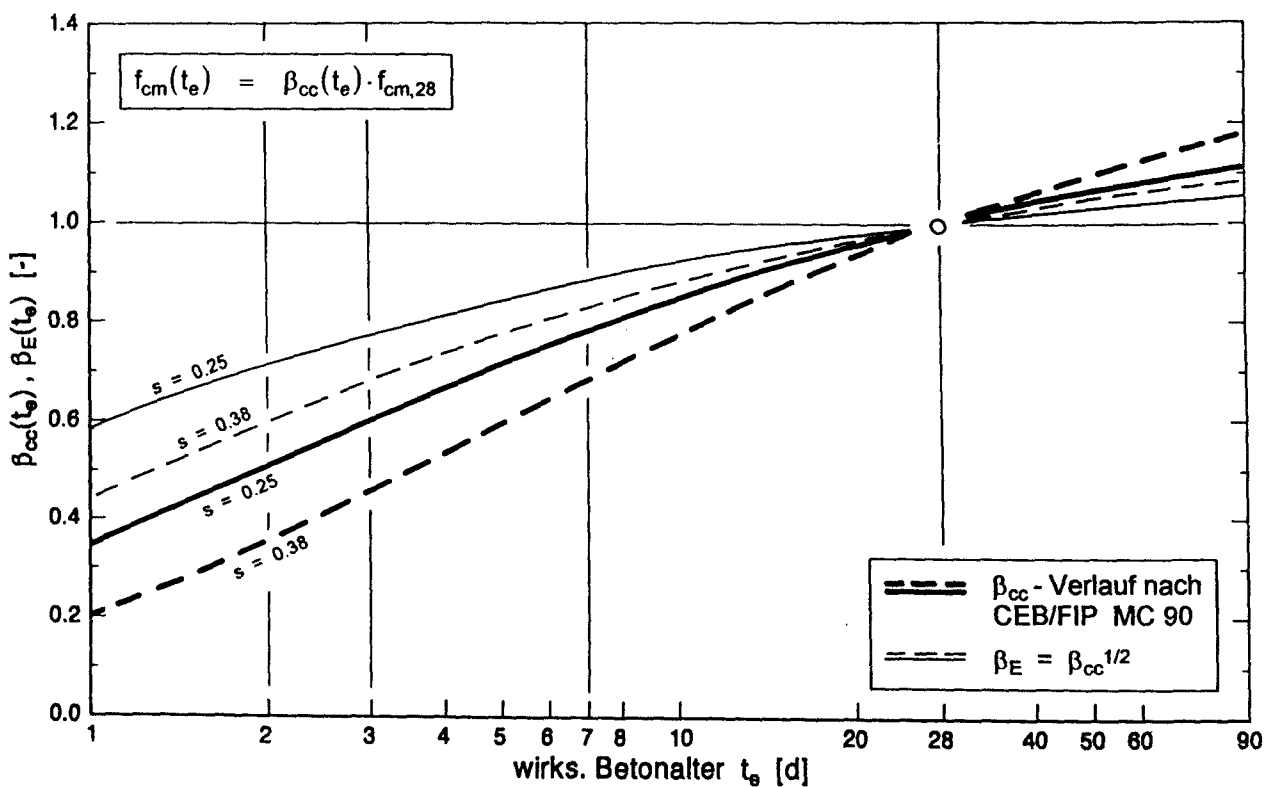


Abb. 2.9 b: Rechenansatz für den bezogenen Elastizitätsmodul nach CEB/FIP Model Code 90 [20]

Abb. 2.8 zeigt die überproportionale Entwicklung des E-Moduls im Vergleich zur Zug- und Druckfestigkeit. Die hydrationsgradabhängige Funktion wurde nach dem empirischen Ansatz von Byfors, Gl. (2.35), entwickelt. Die zugehörigen Parameter a_E und b_E sind betonspezifisch und müssen aus Versuchen ermittelt werden.

Weitere Beziehungen sind bisher nicht bekannt.

2.5.4 Kriech- und Relaxationsverhalten des jungen Betons

2.5.4.1 Zeitabhängige Darstellung

Die viskoelastischen Eigenschaften des jungen Betons beruhen u.a. auf Verformungen des Zementsteins, der unter Belastung physikalisch gebundenes Wasser abgibt. Dadurch treten neben den elastischen auch viskose Verformungen auf, deren Größe ebenfalls vom Alter des Betons abhängt. Die Verformungen eines Bauteils unter konstanter Belastung nehmen mit der Zeit zu - der Beton kriecht. Hält man hingegen die Verformung konstant, so wird die zu Anfang einwirkende Spannung durch Relaxation abgebaut.

Der Relaxationseinfluß ist insbesondere bei der Berechnung der Zwangsspannungen aus Hydratation nicht zu vernachlässigen. Der Beton kann in den ersten Tagen nach der Betonage durch sein erhöhtes Relaxationsvermögen einen großen Teil der Spannungen abbauen.

Kriechen und Relaxieren haben die gleichen physikalischen Ursachen, daher verwendet man in der Praxis zu deren Beschreibung üblicherweise Kriechansätze. Für das Druckkriechen wird häufig ein Summenansatz wie in DIN 4227 [23] oder CEB/FIP MC 78 [19] verwendet. Die Herleitung ist in [72] beschrieben. Die Kriechverformung unter Zugbeanspruchung verläuft jedoch anders als bei Druckbeanspruchung. Rostásy und Alda [64] leiten aus Versuchen für die Zugkriechzahl des jungen Betons folgenden Ansatz ab:

$$\varphi_{ct}(t, t_0) = 0.4 - 0.006 \cdot t_0 + (0.1 - 0.001 \cdot t_0) \cdot \ln(t - t_0) \quad (2.40)$$

mit t_0 [d] : Betonalter bei Belastungsbeginn ($2d < t_0 < 28d$)

t [d] : Alter, für das die Kriechverformung ermittelt wird ($2d < t < 70d$) .

Die Kriechzahl φ_{ct} bezieht sich auf den E-Modul zum Zeitpunkt t_0 und gilt nur für frühen Zwang. Nähere Angaben enthalten [64, 67].

Zur Berechnung der Restspannung $\sigma_e(t, t_0)$ nach dem Relaxieren wird i.d.R. der Relaxationsansatz von Trost [81] verwendet. Mit dem Ansatz in Gl. (2.40) ergibt sich für den zwangbeanspruchten jungen Beton folgende Beziehung:

$$\sigma_e(t, t_0) = \frac{1}{(1 + \varphi_{ct}(t, t_0))} \cdot \sigma_t(t_0) \quad (2.41)$$

Allerdings ist dieser Ansatz mit einigen Unsicherheiten behaftet. So können Einflüsse eines geänderten wirksamen Betonalters oder einer geänderten Zementsorte damit nicht erfaßt werden. Außerdem wird das Kriech- und Relaxationsverhalten im Bauwerk von verschiedenen anderen Faktoren wie Porosität, Feuchtigkeitsunterschieden, wirksamer Bauteildicke u.w.m. beeinflusst. Die Ergebnisse solcher Berechnungen sind stets als Näherungen zu betrachten.

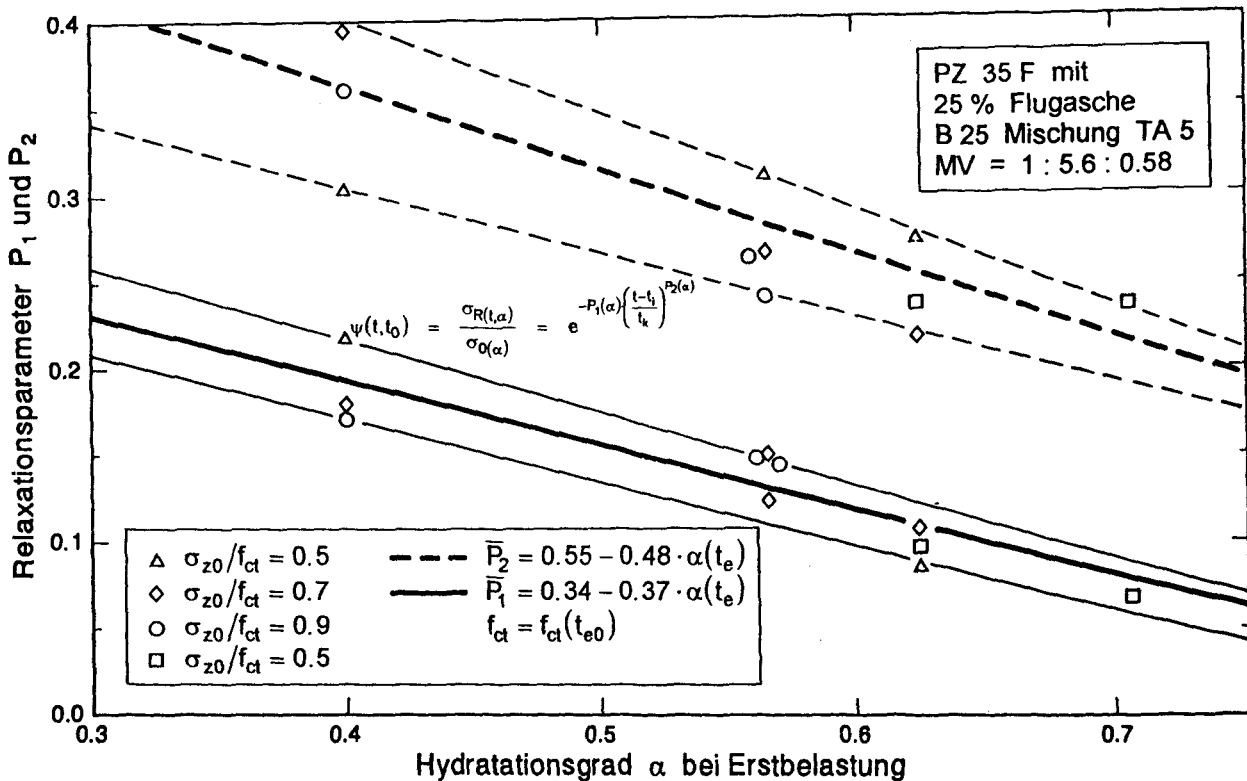


Abb. 2.10: Parameter P des viskoelastischen Verhaltens nach Laube [47], abhängig vom Hydratationsgrad

2.5.4.2 Hydratationsgradabhängige Darstellung

Neuere Arbeiten ermöglichen die Abbildung der Erhärtung im Kriechansatz [10,25,47]. Laube [47] benutzte zur Beschreibung seiner Kriech- und Relaxationsversuche am jungen Beton einen modifizierten Kriechansatz von Wittmann [91]. Die Kriechfunktion lautet:

$$\varphi(t, t_i) = P_1(t_i) \cdot \left[\frac{t - t_i}{t_k} \right]^{P_2(t_i)} \quad (2.42)$$

und die Relaxationsfunktion

$$\psi(t, t_i) = e^{-P_1(t_i) \cdot \left[\frac{t - t_i}{t_k} \right]^{P_2(t_i)}} \quad (2.43)$$

mit t_i : Belastungsalter [h]
 t_k : Zeitkonstante; 1 [h]
 $P_1; P_2$: Hydratationsgradabhängige Parameter bei Belastungsbeginn.

Die betonspezifischen Parameter P_1 und P_2 in den Gln. (2.42) und (2.43) berücksichtigen den Erhärtungszustand bei Belastungsbeginn. Die lineare Abhängigkeit vom Hydratationsgrad α konnte in [47] exemplarisch an einer Betonrezeptur nachgewiesen werden (Abb. 2.10). Die Übertragbarkeit auf andere Betone bedarf der experimentellen Überprüfung.

Die Spannungsantwort eines Bauteils auf eine zu einem bestimmten Betonalter einsetzende Zwangdehnung erhält man durch Superposition der mit der Relaxfunktion, Gl. (2.43), ermittelten Dehnungsstufen. Das entsprechende Rechenverfahren ist in [47] beschrieben.

2.6 Zusammenfassung und offene Probleme

Die bisherigen Ausführungen geben einen Überblick über den derzeitigen Kenntnisstand. Es zeigt sich, daß eine Modellierung des Werkstoffverhaltens von jungem Beton schwierig ist. Die Ursachen dafür liegen in den zeitlichen Veränderungen, der junge Beton entwickelt sich innerhalb weniger Tage von einer plastisch deformierbaren Masse zu einem erhärteten Konstruktionsbaustoff mit definierten Festkörpereigenschaften. Wegen der großen Schwierigkeiten bei der Durchführung von Versuchen ist das zur Verfügung stehende Datenmaterial gering. Die in der Literatur entwickelten Modelle basieren i.d.R. auf Einzeluntersuchungen und sind daher auf andere Betone oder Randbedingungen nicht übertragbar. In manchen Fällen findet man auch sich widersprechende Aussagen über das Werkstoffverhalten des jungen Betons. Für eine zuverlässige Temperatur- und Spannungsberechnung während der Hydratationsphase reichen die bisherigen Kenntnisse nicht aus.

Ein vielversprechender Ansatz bildet die hydratationsgradabhängige Darstellung der Werkstoffeigenschaften. Dieser Ansatz ermöglicht die Berücksichtigung der Erhärtungsbedingungen bei der zeitlichen Entwicklung der thermischen und mechanischen Eigenschaften. In einem vorangegangenen Forschungsvorhaben der DFG [68] konnte exemplarisch anhand einer Betonrezeptur gezeigt werden, daß sich jede mechanische Eigenschaft des jungen Betons als Funktion des Hydratationsgrades ausgedrücken läßt.

Inwiefern sich dieses Werkstoffmodell auf andere praxisnah zusammengesetzte Betone übertragen läßt, ist bisher offen. Daher sind weitergehende Untersuchungen zur Überprüfung der Allgemeingültigkeit dieses Werkstoffmodells erforderlich. Die darin enthaltenen Ansätze müssen verifiziert und gegebenenfalls weiterentwickelt werden. Wichtig ist auch die Kenntnis der Varianz der Werkstoffparameter.

Die nachfolgenden Untersuchungen sollen einen wesentlichen Beitrag zur Lösung dieser offenen Fragen leisten.

3. VERSUCHSPROGRAMM

3.1 Modellvorstellung und Vorgehensweise

Ziel der experimentellen Untersuchungen ist es, ein gesichertes Werkstoffmodell für die thermischen und mechanischen Eigenschaften des jungen Betons zu entwickeln. Die Hypothese, daß alle für eine Spannungsberechnung wesentlichen Eigenschaften als universelle Funktion des Hydratationsgrades dargestellt werden können, soll in den Versuchen erhärtet werden. Auf der Basis von [68] wurden in [47] bereits erste Ansätze entwickelt, deren experimentelle Absicherung folgen muß.

Entsprechend der Ausrichtung des Vorhabens auf dicke Betonbauteile wird als Betrachtungsmodell für die Versuche eine dicke, beidseitig auskühlende Wand zugrunde gelegt (Abb. 3.1). Die Entwicklung der thermischen und mechanischen Eigenschaften des jungen Betons wird dabei sowohl unter bauwerksgerechten als auch unter isothermen Erhärtungsbedingungen betrachtet. Diese Betrachtungsweise bietet die Möglichkeit, die parallel im Labor ermittelten Werkstoffkennwerte durch Untersuchungen am Bauteil zu schärfen.

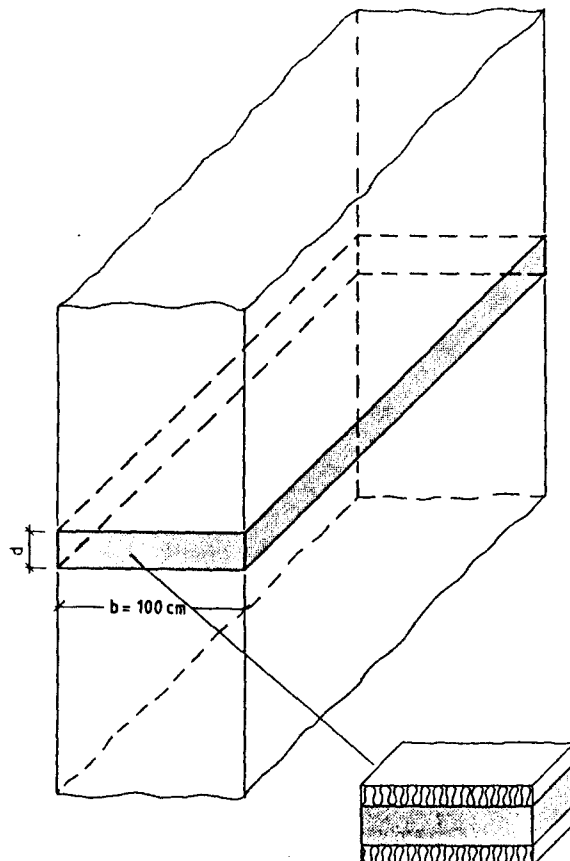


Abb. 3.1: Betrachtungsmodell: Ausschnitt aus einer dicken Wand

3.2 Überblick über die Versuche

Zur Lösung dieser Aufgabe ist ein umfangreiches, bausteinartig gegliedertes Versuchsprogramm erforderlich, das sich aus mehreren Einzeluntersuchungen zusammensetzt:

Versuche zur adiabatischen Temperaturentwicklung

In adiabatischen Temperaturmessungen wird die Abbindewärme des Versuchsbetons in Abhängigkeit vom Betonalter ermittelt. Diese Messung dient der Ermittlung der Wärmequellenfunktion zur Berechnung der zeitabhängigen Temperatur- und Hydratationsgradfelder im Bauteil.

Zentrische Zugversuche

Diese Versuche sollen Aufschluß über die alters- und hydratationsgradabhängige Zugfestigkeits- und Steifigkeitsentwicklung geben. Dabei werden sowohl isotherme als auch bauwerksgerechte Erhärtungsbedingungen zugrunde gelegt. Die Entwicklung der Zugfestigkeit ist ein wesentliches Kriterium zur Abschätzung der Rißgefahr eines Bauteils. Die Zugelastizitätsmodule zur Berechnung der altersabhängigen Temperaturspannungen werden mittels dehn geregelter Zugversuche als Sekantenmodul aus den gemessenen Spannungs-Dehnungslinien ermittelt.

Druckversuche

Zur Überprüfung der aus der Literatur bekannten Beziehungen zwischen der Druck- und Zugfestigkeitsentwicklung des jungen Betons werden, parallel zu den Zugversuchen, Druckversuche an zylinderförmigen Proben durchgeführt. Dabei werden die gleichen Erhärtungsbedingungen wie bei den Zugversuchen zugrunde gelegt.

Zugrelaxationsversuche

Das viskoelastische Verhalten des Betons wird in dehnungsgeregelten Zugrelaxationsversuchen ermittelt. Diese Versuche finden ebenfalls unter den gleichen Erhärtungsbedingungen statt und bilden die Grundlage für eine wirklichkeitsnahe Zwangspannungsberechnung.

Bauteilversuche

Zur Ermittlung der Temperatur- und Erhärtungsgeschichte des Betons für die mechanischen Laborversuche, entsprechend den Bedingungen in einer massigen Wand, wird die zeit- und ortsabhängige Temperaturentwicklung in einem Bauteilversuch gemessen. Außerdem lassen sich die Annahmen zur Temperaturleitung und zu den thermischen Randbedingungen, die für eine finite Temperaturberechnung getroffen werden müssen, anhand der Messungen kalibrieren.

Weiterhin werden die an Laborproben ermittelten Werkstoffkennwerte anhand von Bauwerksproben (Bohrproben) überprüft. Diese Untersuchungen dienen zur Schärfung der Werkstoffmodelle.

3.3 Versuchsbetone

Wie im Forschungsantrag beschrieben, waren für die Durchführung der Versuche ursprünglich 2 Versuchsbetone vorgesehen. Bereits zu Beginn des Forschungsvorhabens stellte sich heraus, daß es sinnvoll ist, zur Entwicklung und Absicherung der Stoffmodelle eine größere Zahl an Betonen zu untersuchen. Daher wurden 5 weitere Betone in das Untersuchungsprogramm aufgenommen. Sie standen z.T. in Verbindung mit anderen Forschungsvorhaben, die am iBMB durchgeführt wurden.

Die Tabelle 3.1 gibt eine Übersicht über die Zusammensetzung der verwendeten Betone. In Hinsicht auf eine praxismgerechte Zusammensetzung der Versuchsbetone (vergl. Forschungsantrag) wurde, abgesehen von der Rezeptur M2, auf bewährte Standardrezepturen von Transportbetonwerken zurückgegriffen. So wurde auch für die Bauteilversuche ein Transportbeton (Rezeptur M1) eines ortsansässigen Transportbetonherstellers verwendet. Voruntersuchungen ergaben, daß eine Vielzahl dicker Betonbauwerke, wie Brückenwiderlager, Kläranlagenwände oder dicke Sohlplatten i.d.R. aus Beton der Festigkeitsklasse B 35 hergestellt werden. Wie aus Tabelle 3.1 ersichtlich, wird für dicke Bauteile überwiegend Hochofenzement verwendet, daher bildeten Betone mit HOZ auch den Schwerpunkt der Untersuchungen. Alle Betone in Tabelle 3.1 wurden mit quarzitischem Zuschlag hergestellt. Im Hinblick auf die Prüfkörperabmessungen wurde der Größtkorndurchmesser auf 16 mm begrenzt.

Vor Beginn der eigentlichen Versuche wurden für jede Rezeptur Eignungsprüfungen durchgeführt, in der Frisch- und Festkörpereigenschaften der Betonrezepturen untersucht wurden. Eine Übersicht über diese Untersuchungen enthält der Anlagenband zu diesem Forschungsvorhaben.

3.4 Versuche zur adiabatischen Temperaturentwicklung

Die Messung der zeit- und temperaturabhängigen Wärmefreisetzung des Betons während der Hydratationsphase kann sowohl mit Hilfe der isothermen als auch der adiabatischen Kalorimetrie erfolgen. Bei der isothermen Kalorimetrie wird die Betontemperatur während der Versuchsdauer konstant gehalten, beim adiabatischen Versuch wird jeglicher Wärmeabfluß durch Nachfahren der Betontemperatur verhindert. Aus meß- und regeltechnischen Gründen wird das letztgenannte Verfahren bevorzugt, außerdem entfällt dabei die Wärmeverlustrechnung. Einen Vergleich der Verfahren sowie einen Überblick über weitere Möglichkeiten zur Messung der Hydratationswärme geben [11,30].

Die Ermittlung der adiabatischen Temperaturerhöhung der Versuchsbetone erfolgt in einem adiabatischen Kalorimeter, das in Anlehnung an [83] erstellt wurde und eine Weiterentwicklung der Meßeinrichtung in [68] darstellt (Abb. 3.2).

Die Frischbetonprobe, ein zylindrischer Körper mit einem Volumen von ca. 20 l, wird sofort nach der Herstellung in das isolierte Gehäuse des Kalorimeters plaziert. Mit Hilfe eines Temperaturfühlers Pt 100, der in einem Schutzrohr mit Parafinfüllung eingebettet ist, wird die Temperaturentwicklung der Probe gemessen und auf einem Linienschreiber registriert. Zur Vermeidung von Temperaturdifferenzen zwischen der Probe und der Umgebung wird die Lufttemperatur des Behälters mittels flüssigkeitsgefüllter Heiz- und Kühlrohrschlangen der jeweiligen Betontemperatur angepaßt. Die Regelung erfolgt über ein weiteres Pt 100 - Element, mit dem die Behältertemperatur gemessen wird.

Tabelle 3.1: Übersicht über die Zusammensetzung der verwendeten Betone

Rezeptur Nr.:	M 1	M 2	M 3
Festigkeitsklasse	B 35	B 25	B 35
Zement	HOZ 35 L NWHS Nordcement Höver	PZ 35 F Teutonia Hannover	HOZ 35 L Nordcement Höver
Zementgehalt:	390 kg/m ³	270 kg/m ³	330 kg/m ³
Zusatzstoff:	-	60 kg FA	-
Wasserzementwert:	0.47	0.61	0.51
Körnung:	0 - 16 mm	0 - 16 mm	0 - 16 mm
Zusatzmittel:	0.5 % BV	1 % BV	0.3 % BV / FM
Konsistenz	KR	KR	KR

M 4	M 5	M 6	M 7
B 35	B 35	B 35	B 35
PZ 35 F Nordcement Höver	HOZ 35 L NWHS Dyckerhoff Amöneburg	HOZ 35 L NWHS Alsen - Breitenburg	HOZ 35 L Nordcement Höver
385 kg/m ³	240 kg/m ³	395 kg/m ³	390 kg/m ³
-	60 kg FA	-	-
0.48	0.62	0.47	0.48
0 - 16 mm	0 - 32 mm	0 - 16 mm	0 - 16 mm
0.3 % BV / FM	0.7 % FM	0.5 % BV	0.3 % BV
KR	KF	KR	KR

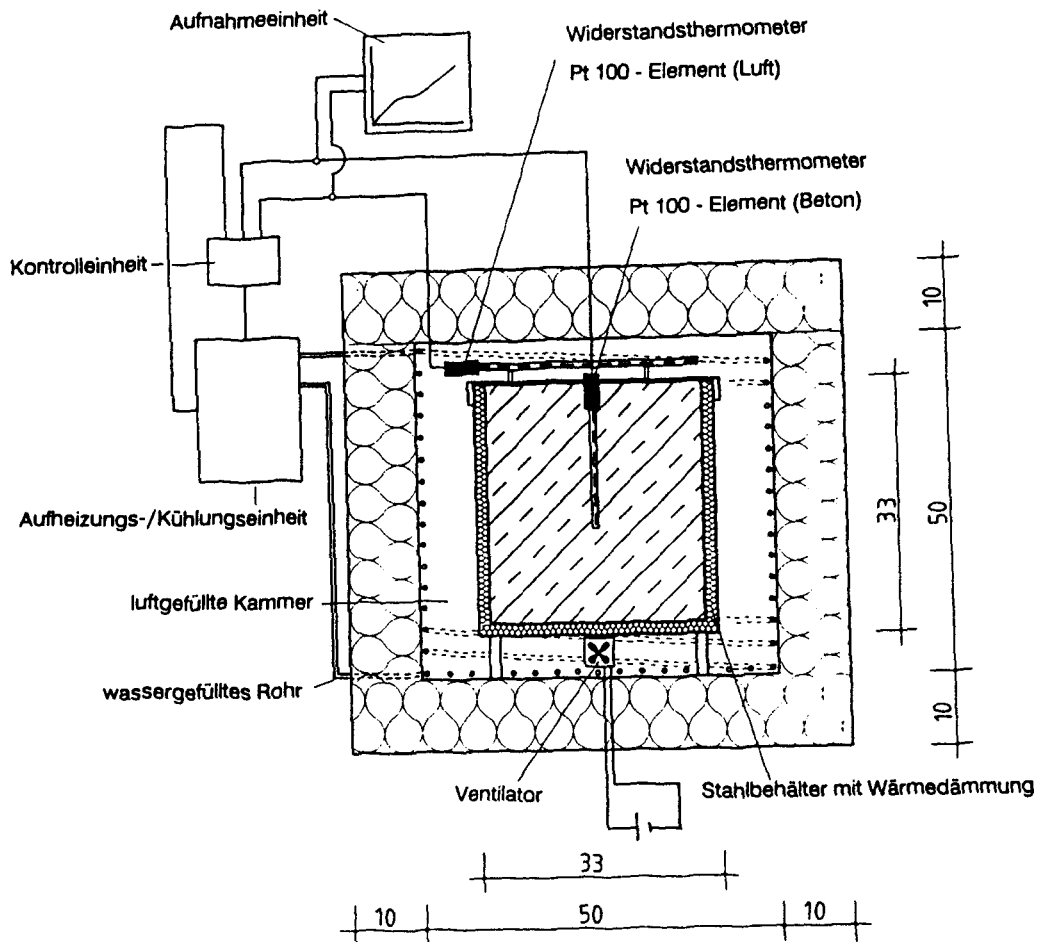


Abb. 3.2: Aufbau des adiabatischen Kalorimeters

Durch eine Abdichtung der Betonprobe wird einer Verdunstung von Betonwasser und damit einer möglichen Energieabgabe vorgebeugt. Zur Kontrolle von Gewichtsverlusten wird die Probe sowohl vor als auch nach dem Einbau gewogen. Die Versuchsdauer beträgt max. 10 Tage, danach ist eine Temperaturerhöhung i.d.R. nicht mehr meßbar.

Da die zeitliche Entwicklung der Hydrationswärme sehr stark von der Frischbetontemperatur abhängt, wurden zwei Betone (M1 und M2) mit unterschiedlichen Frischbetontemperaturen untersucht. Für alle anderen Rezepturen wurde zur Bestimmung des zeitabhängigen Hydrationsgrades mindestens eine adiabatische Temperaturmessung durchgeführt.

Tabelle 3.2: Überblick über die Versuche zur adiabatischen Wärmeentwicklung

Betonrezeptur	Frischbetontemperatur T_0 [°C]						
	8.8	10.5	12.6	20.0	21.0	29.3	30.5
M 1 (HOZ 35 L NWHS)	8.8	10.5	12.6	20.0	21.0	29.3	30.5
M 2 (PZ 35 F / FA)	10.2	11.5	17.0	20.0	24.4	28.5	-

3.5 Zug- und Zugelastizitätsmodulprüfungen

3.5.1 Versuchskörper und Versuchseinrichtung

Zur Bestimmung der wirklichkeitsnahen Zugfestigkeit im erhärtenden Beton waren ursprünglich 78 Zugversuche mit 2 unterschiedlichen Dehngeschwindigkeiten geplant. Als Versuchseinrichtung war der in [68] vorgestellte horizontale Zugrahmen vorgesehen. Für jeden Zugversuch muß dafür eine neue Mischung hergestellt werden, was dazu führt, daß die altersabhängige Zugfestigkeit von der Mischungsstreuung überlagert wird. Auch nach der Fertigstellung eines zweiten Versuchrahmens konnten maximal 2 Versuchskörper aus einer Mischung hergestellt werden.

Nach ersten Tastversuchen stellte sich bereits heraus, daß die geplanten Versuche nicht ausreichen würden, gesicherte Erkenntnisse über die alters- und hydrationsgradabhängige Entwicklung der Zugfestigkeit und des Zugelastizitätsmoduls zu erzielen. Wünschenswert wären Untersuchungen, die die Möglichkeit bieten, alle Prüfkörper aus einer Mischung herzustellen. Bei mindestens 3 Prüfkörpern pro Prüfzeitpunkt und 4 Prüfzeitpunkten im Alter von 24 Stunden bis 28 Tagen wären dafür 12 Prüfstände erforderlich gewesen.

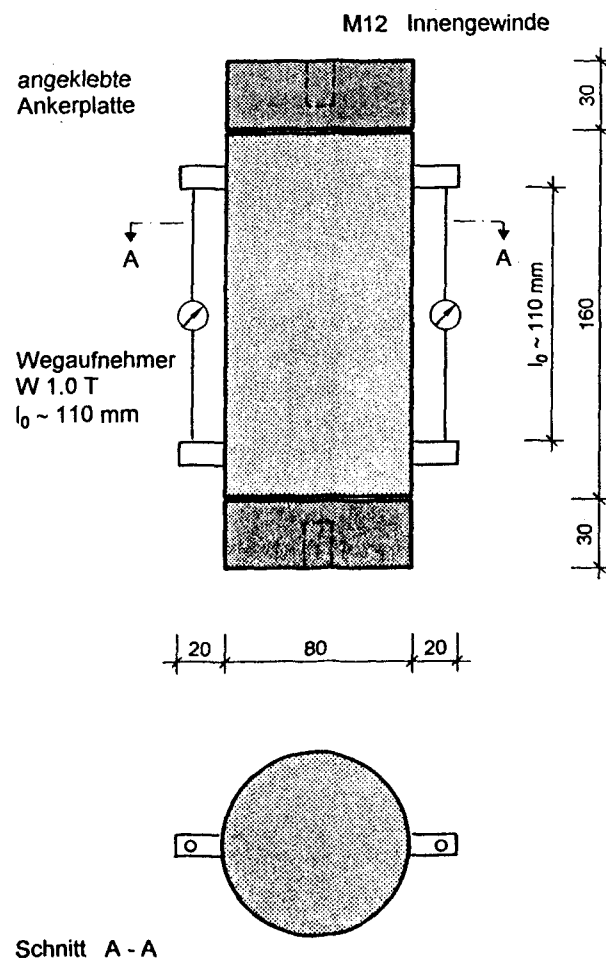


Abb. 3.3: Versuchskörper für Zugversuche

Daher wurde die Durchführung der dehnngeregelten Zugprüfungen verändert. Statt der vorgesehenen Schulterproben wurden überwiegend Zylinderproben (\varnothing 80 mm / L = 160 mm) eingesetzt, die in einer servomechanischen Universalprüfmaschine mit einer Nennlast von 500 kN geprüft werden konnten. Zur Verformungsregelung wurden seitlich an den Zylinderproben zwei induktive Wegaufnehmer mit einer Meßbasis von etwa 110 mm ampliziert. Die zwängungsfreie Lasteintragung erfolgte über die kalottenartig gelagerten Verankerungsplatten der Prüfmaschine. Die Prüfmaschine wurde über einen frei programmierbaren Meßrechner gesteuert, wobei das Wegaufnehmersignal als Regelgröße für die Dehnungsregelung eingesetzt wurde (Abb. 3.3). Das Last - Verformungsdiagramm wurde während des Versuchs digital aufgezeichnet und konnte anschließend am Rechner ausgewertet werden.

Somit bestand die Möglichkeit, alle Prüfkörper aus einer Mischung herzustellen, bis zum Prüfzeitpunkt isotherm bei 20 °C oder unter Bauteiltemperaturbedingungen zu lagern und zu verschiedenen Prüfzeitpunkten mindestens ein Serie von 3 Prüfkörpern zu testen. Dabei konnten sowohl geschalte Prüfkörper als auch Bohrproben aus den Bauteilversuchen eingesetzt werden. Erste Untersuchungen an Bohrproben zeigten eine sehr gute Übereinstimmung mit den Ergebnissen in den horizontalen Prüfraumen.

3.5.2 Probenvorbereitung und Versuchsdurchführung

Die dehnngeregelten Zugprüfungen dienten in erster Linie der Bestimmung des Zugelastizitätsmoduls und der Bruchdehnung. Darüberhinaus wurden kraftgesteuerte Zugprüfungen zur Ermittlung der altersabhängigen Zugfestigkeit durchgeführt. Als Prüfkörper wurden für beide Versuchsarten sowohl geschalte Probekörper als auch Bohrproben verwendet. Als Schalkörper wurden Polypropylenrohre eingesetzt. Die Verdichtung der Prüfkörper erfolgte auf einem Rütteltisch. Die Probekörper lagerten mit der wasserdichten Kunststoffschalung in temperierten Wasserbädern und wurden erst kurz vor der Prüfung ausgeschalt.

Sowohl die Bohrproben als auch die geschalteten Prüfkörper wurden an den Stirnseiten plangeschliffen. Um den Zeitraum der Probenvorbereitung kurz zu halten, wurde dazu eine spezielle Vorrichtung entwickelt, in der gleichzeitig bis zu 9 Prüfkörper bearbeitet werden konnten. Nach dem Schleifen wurden die Proben gewogen, vermessen und anschließend an den Stirnseiten mit Druckluft leicht getrocknet. Zur Befestigung des Zuggestänges wurden 2 Stahlankerplatten mit einem M 12 Innengewinde angeklebt. Die Erhärtungszeit des verwendeten Kunstharzklebers betrug ca. 10 - 15 Minuten. Der Zeitraum von Probekörperentnahme bis Prüfbeginn betrug maximal 2 Stunden (Prüfzeitrapport).

Für die Zugfestigkeitsprüfungen wurden die Prüfkörper in eine kraftgeregelte elektromechanische Zugprüfmaschine (max. F = 50 kN) eingebaut und bis zum Bruch belastet. Die zwängungsfreie Lasteintragung wurde durch ein kardanisches Zuggestänge gewährleistet. Der Bruch trat i.d.R. im mittleren Drittel der Probe auf. Die Prüfung des Zugelastizitätsmoduls erfolgte wie in Abschnitt 3.5.1 beschrieben. Die Prüfgeschwindigkeit betrug einheitlich 2 %/h.

Auf eine Darstellung der Zugprüfungen in Form von Prüfkörperanzahl, Prüfzeitpunkten und Betonrezeptur wird an dieser Stelle verzichtet, da dies aufgrund der zahllosen Versuche den Rahmen dieses Forschungsberichtes sprengen würde. Eine vollständige Liste aller Prüfergebnisse enthält der gesonderte Anlagenband.

3.5.3 Spaltzugfestigkeit

Zusätzlich zu den zentrischen Zugversuchen wurde exemplarisch an einer Betonrezeptur (M1) die altersabhängige Entwicklung der Spaltzugfestigkeit ermittelt. Die Durchführung der Spaltzugprüfungen erfolgte in Anlehnung an die DIN 1048. Abweichend von der DIN betrug der Durchmesser der Zylinderproben 80 mm.

Wie bereits in Abschnitt 2.5.3 erwähnt, wird die Spaltzugfestigkeit wegen des geringen Prüfaufwandes häufig zur Ermittlung der Zugfestigkeit herangezogen.

3.6 Druckversuche

Die Durchführung der Druckversuche erfolgte ebenfalls in Anlehnung an DIN 1048. Zur Ermittlung der altersabhängigen Druckfestigkeit wurden ausschließlich geschalte Zylinderproben mit einem Durchmesser von 80 mm und einer Länge von 160 mm gewählt. Prüfkörperanzahl und Prüfzeitpunkte sind in etwa mit den Zugprüfungen identisch. Die Probekörper lagerten sowohl unter isothermen (20 °C) als auch unter Bauteiltemperaturbedingungen.

3.7 Zugrelaxationsversuche

Die Relaxationsversuche an temperaturgesteuerten Betonproben wurden in der gleichen Prüfeinrichtung durchgeführt, die auch für die zentrischen Zugversuche vorgesehen war. Eine Beschreibung der Prüfeinrichtung und der Versuchstechnik befindet sich in [68]. Daher wird auf eine ausführliche Darstellung verzichtet.

Die Betonage der schulterförmigen Versuchskörper mit einem Prüfquerschnitt von 160 x 160 mm erfolgte direkt in die Schalung der Prüfeinrichtung. Die Versuchskörper wurden mittels einer doppelwandigen Edelstahlschalung während der ganzen Versuchsdauer entweder isotherm oder entsprechend der zuvor geschätzten, berechneten oder gemessenen Bauteiltemperatur temperiert. Zur Messung der Dehnungen wurden gekapselte Dehnmessstreifen mit einer Meßbasis von 120 mm einbetoniert. Ein zweiter unbelasteter, aber ansonsten identischer Kompensationskörper, gewährleistete die zuverlässige Eliminierung der lastunabhängigen Dehnungen infolge Temperatur, Fröhschwinden usw..

Zum Prüfzeitpunkt wurde der Versuchskörper belastet. Die Anfangsspannung wurde variiert und betrug je nach Versuch zwischen 50 und 90 % der mittleren Zugfestigkeit $f_{ct}(t)$ im Belastungsalter. Diese wurde aus Begleitkörpern ermittelt, die bis zum Prüfzeitpunkt unter gleichen Temperaturbedingungen lagerten. Um das bereits beim Anfahren der Last einsetzende Relaxieren des Betons zu minimieren, wurde eine hohe Dehngeschwindigkeit von 20 %/h gewählt. Nach Erreichen der Anfangsspannung wurde die Dehnung konstant gehalten und der Spannungsabfall über die Kraftmeßdose der Prüfeinrichtung registriert. Tabelle 3.3 gibt eine Übersicht über die Anzahl der Versuche und Prüfzeitpunkte.

Tabelle 3.3: Umfang der Relaxationsversuche und Belastungsalter

Betonrezeptur	$\sigma_t / f_{ct}(t)$	Belastungsalter t [h]		
		24	72	168
M 1 (HOZ 35 L NWHS)	0.5	24	72	168
M 2 (PZ 35 F / FA)	0.5	24	48	168
	0.7	24	72	168

3.8 Bauteilversuche

3.8.1 Vorbemerkungen

Die Durchführung der Bauteilversuche erfolgte in Verbindung mit einem weiteren Forschungsvorhaben am iBMB, das zum Ziel hatte, die verschiedenen festigkeitsmindernden Einflüsse auf die Zugfestigkeit im Bauwerk zu erforschen [66]. Dazu wurde die ursprüngliche Anzahl der Bauteilversuche von 2 auf 4 verdoppelt. Der Zeitraum für die Versuchsdurchführung erhöhte sich dadurch um ca. 4 Monate. In Abb. 3.4 ist der Versuchsaufbau schematisch dargestellt.

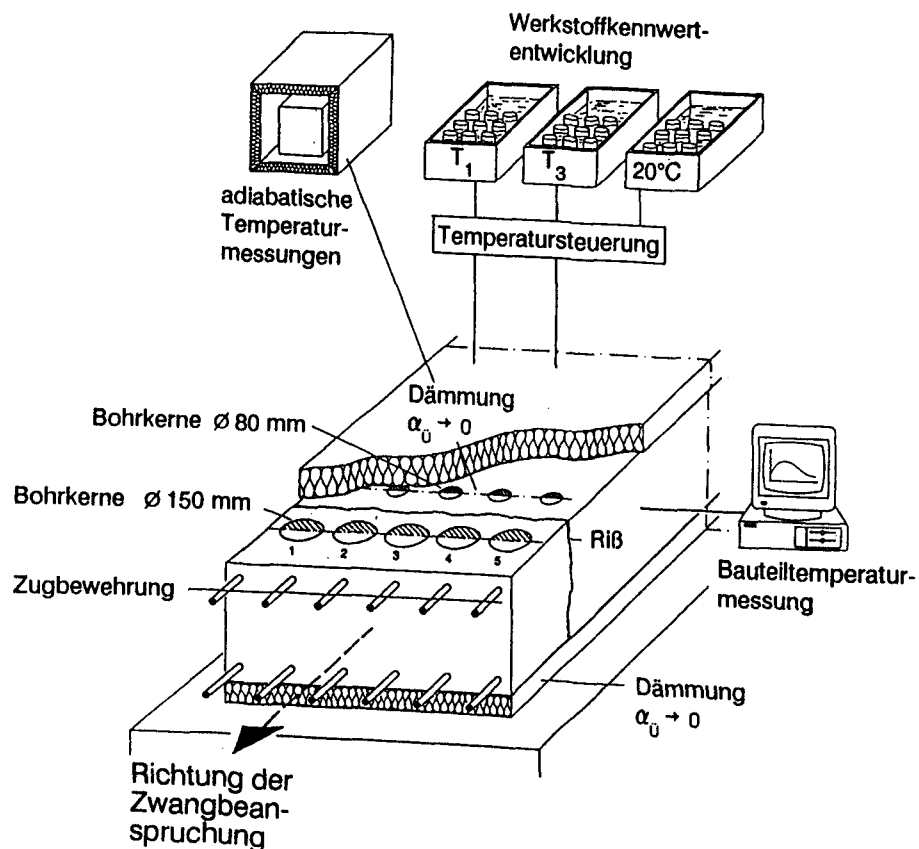


Abb. 3.4: Schematische Darstellung der Bauteilversuche

3.8.2 Versuchskörper und Randbedingungen

Im Rahmen des DBV-Vorhabens [66] wurden in jedem Bauteilversuch neben den gesondert hergestellten Probekörpern zwei Versuchskörper betoniert:

- 1 Dehnkörper
- 1 Nebenkörper

Der Dehnkörper diente lediglich der Ermittlung des Einflusses einer langandauernden Zwangspannung auf die Zugfestigkeit und ist für die vorliegende Forschungsarbeit ohne Relevanz. Die Versuchskörper stellten entsprechend Abb. 3.1 einen Ausschnitt aus einer 1 m dicken Wand dar. Zur Simulation eines eindimensionalen Temperaturfeldes, entsprechend dem Temperaturprofil einer massigen Wand, wurden die Versuchskörper an der Ober- und Unterseite durch eine Isolierung gedämmt. Um eine reibungsfreie Lagerung der Versuchskörper zu gewährleisten, wurde zwischen der unteren Wärmedämmung und dem Beton eine doppelagige PE - Folie eingebaut. Die Oberseite wurde zur Unterbindung von Schwinderscheinungen vor dem Auflegen der oberen Dämmschicht durch eine wasserdichte Folie abgedeckt.

Durch die Verwendung einer Stahlschalung an den Schmalseiten entstand in den Versuchskörpern eine über den Querschnitt veränderliche Temperaturverteilung, die frühzeitig zur Bildung von Eigenspannungen führte, ohne jedoch den Querschnitt einreißen zu lassen.

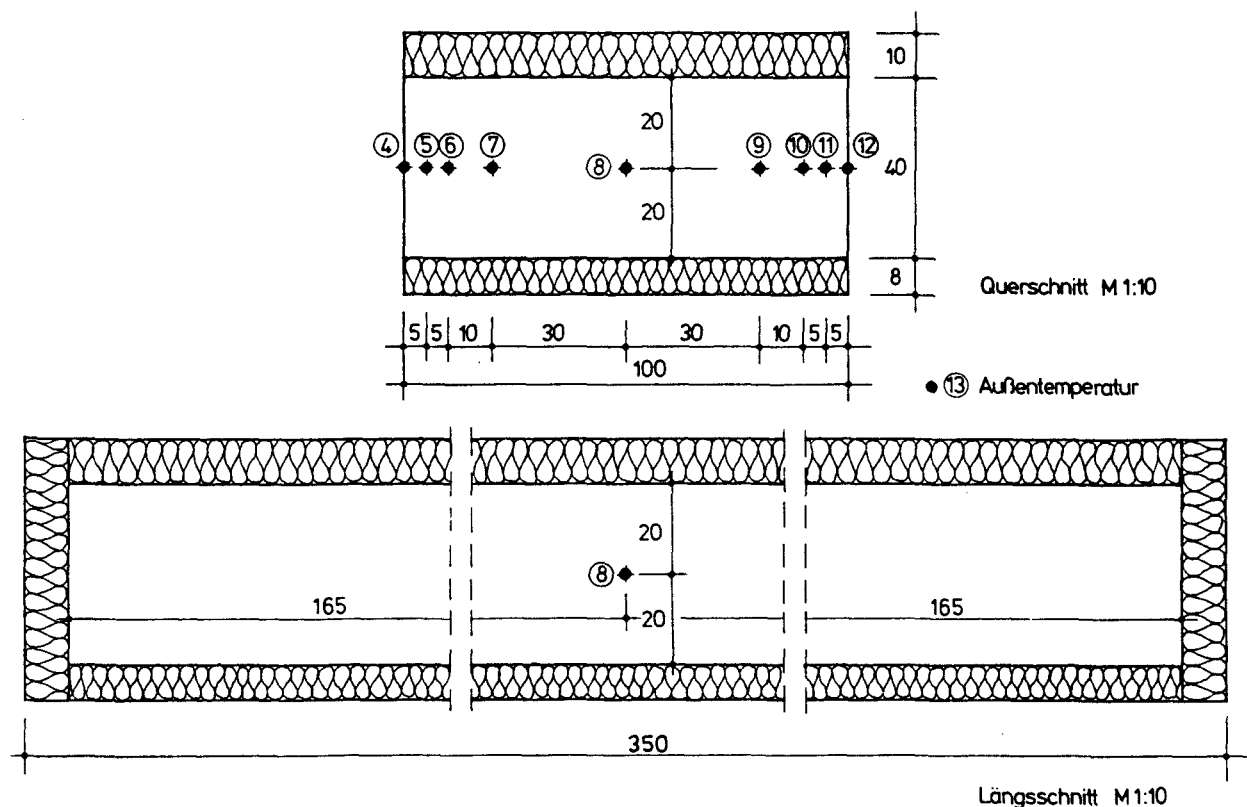


Abb. 3.5: Versuchskörper mit Lage der Temperaturstellen

Für die Betonage wurde Transportbeton (Rezeptur M1) eingesetzt. Der Einbau des Betons erfolgte mittels einer 0,3 m³ großen Betonbombe. Für die Verdichtung wurden Innenrüttler

mit einem Flaschendurchmesser von 5 cm eingesetzt. Abb. 3.5 zeigt den Versuchskörper mit zugehöriger Dämmung und der Lage der Temperaturmeßstellen.

3.8.3 Temperaturmessung und Temperatursteuerung

Die Bauteiltemperaturmessung der Dehn- und Nebenkörper erfolgte mit Eisenkonstantan-Thermoelementen unter Einsatz eines MS-DOS Rechners und einer Meßwerterfassungskarte. Die Anzahl und Lage der Meßstellen ist dem Instrumentierungsplan Abb. 3.5 zu entnehmen. Die fehlenden Meßstellen 1 bis 3 wurden für die Temperatursteuerung der Begleitkörper benötigt. Die Aufzeichnung der Temperaturen erfolgte im Stundenrhythmus über einen Zeitraum von maximal 28 Tagen.

Für die simultane Temperatursteuerung der drei Wasserbäder zur Lagerung der Begleitkörper war die Entwicklung einer speziellen Meß- und Regelungseinrichtung erforderlich. Parallel zur Temperatureaufnahme wurden die Temperaturen der Wasserbäder mit Hilfe des Rechners der aktuellen Bauteiltemperatur angepaßt. Die Wassertemperatur des ersten Bades entsprach dabei der Betontemperatur der Meßstelle 6 im Randbereich, die des zweiten Bades der Temperatur der Meßstelle 8 in Bauteilmitte. Zusätzlich wurde ein drittes Wasserbad mit einer konstanten Temperatur von 20 °C geregelt.

3.8.4 Probenentnahme und Durchführung der Einzelprüfungen

Zu jedem Prüftermin wurden aus dem Versuchskörper in vertikaler Richtung jeweils 5 Bohrkern entnommen. Dazu mußte die Wärmedämmung in unmittelbarer Umgebung der Entnahmestelle entfernt werden. Aus den Bohrkernen $\varnothing 150$ mm wurden danach in horizontaler Richtung jeweils drei Zylinderproben zur Prüfung der zentrischen Zugfestigkeit gebohrt (Abb. 3.6).

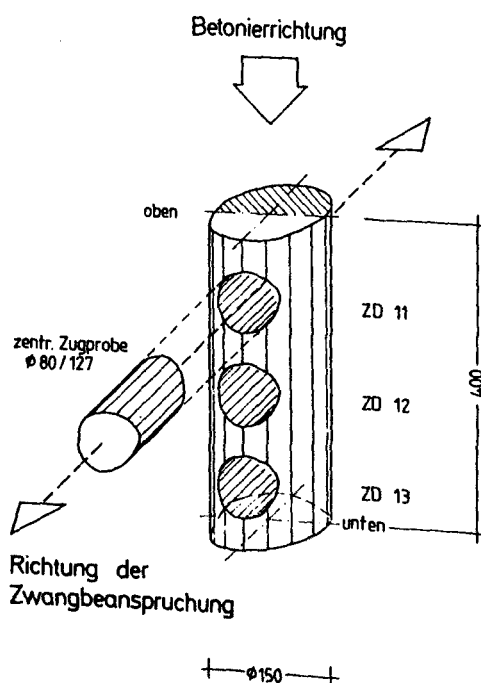


Abb. 3.6: Ermittlung der zent. Zugfestigkeit in Richtung der Zwangbeanspruchung

Die Bohrkern mit dem Durchmesser von 80 mm wurden zur Prüfung der Spaltzugfestigkeit in drei gleich große Zylinder ($L \approx 130$ mm) gesägt (Abb. 3.7). Die Prüfkörperbezeichnungen wurden so gewählt, daß sich Prüfkörper und Lage im Versuchskörper jederzeit eindeutig zuordnen ließen.

An den entnommenen Bohrproben wurden sowohl axiale Zugprüfungen als auch z.T. Zugelastizitätsmodulprüfungen durchgeführt. Sie sollten Aufschluß über die Festigkeits- und Steifigkeitsentwicklung im Bauwerk geben. Entnahme, Vorbereitung und Prüfung der Proben erfolgte nach einem strengen Zeitplan. Damit konnte gewährleistet werden, daß der Zeitraum zwischen der Probekörperentnahme und dem Ende der Zugprüfung max. 90 Minuten betrug (s.a. Abschnitt 3.5.2). Um ein Austrocknen der Proben während dieser Zeit zu verhindern, wurden die Prüfkörper zwischenzeitlich versiegelt.

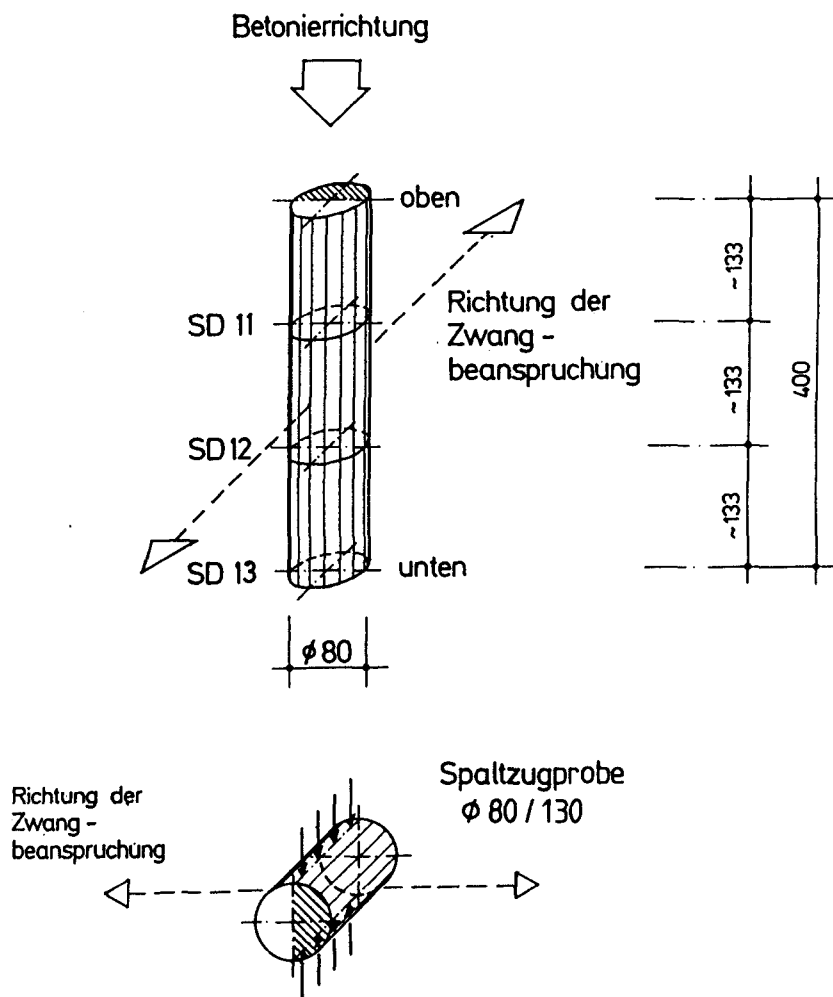


Abb. 3.7: Ermittlung der Spaltzugfestigkeit in Richtung der Zwangbeanspruchung

3.9.5 Auswertung der Versuchsergebnisse

Die Ergebnisse der Einzelprüfungen wurden mit den entsprechenden Proben- und Versuchsbezeichnungen sowie den Alters- und Hydratationsgradangaben in einer relationalen Datenbank gespeichert. Anschließend konnten die Daten nach verschiedenen Kriterien selektiert und ausgewertet werden.

Die orts- und zeitvarianten Hydratationsgradfelder ließen sich mit Hilfe der gemessenen Temperaturfunktionen unter Berücksichtigung der adiabatischen Temperaturmessungen bestimmen und den mechanischen Eigenschaften zuordnen.

4. VERSUCHSERGEBNISSE, MODELLBILDUNG UND -SCHÄRFUNG

4.1 Adiabatische Temperaturentwicklung

4.1.1 Ergebnisse der adiabatischen Temperaturmessungen

Wie bereits in Abschnitt 3 dargelegt, wird zur Bestimmung der Wärmequellenfunktion und zur Berechnung des zeitabhängigen Hydratationsgrades die Wärmefreisetzung mit Hilfe der adiabatischen Kalorimetrie gemessen. In Abb. 4.1 ist die adiabatische Temperaturerhöhung der Versuchsbetone M1 bis M7 dargestellt. Der Einfluß der Zementart auf die Temperaturentwicklung ist deutlich erkennbar. Die adiabatische Temperaturerhöhung der Betonrezeptur M4, die 385 kg/m^3 PZ 35 F enthält, ist im Vergleich zu den anderen Betonen deutlich höher; sie beträgt nach 7 Tagen nahezu 55 K. Hinzu kommt, daß sich die Temperatur im Anfangsbereich sehr viel rascher entwickelt.

Einen raschen Temperaturanstieg zeigt auch die Rezeptur M2, die ebenfalls mit einem PZ 35 F hergestellt wurde, allerdings beträgt die Temperaturerhöhung nach 7 Tagen nur etwa 42 K. Dies ist auf den Zementgehalt hier nur 270 kg/m^3 zurückzuführen, dazu kommen 60 kg/m^3 Flugasche, die aber nach bisherigen Erkenntnissen keinen wesentlichen Einfluß auf die Temperaturentwicklung haben dürfte.

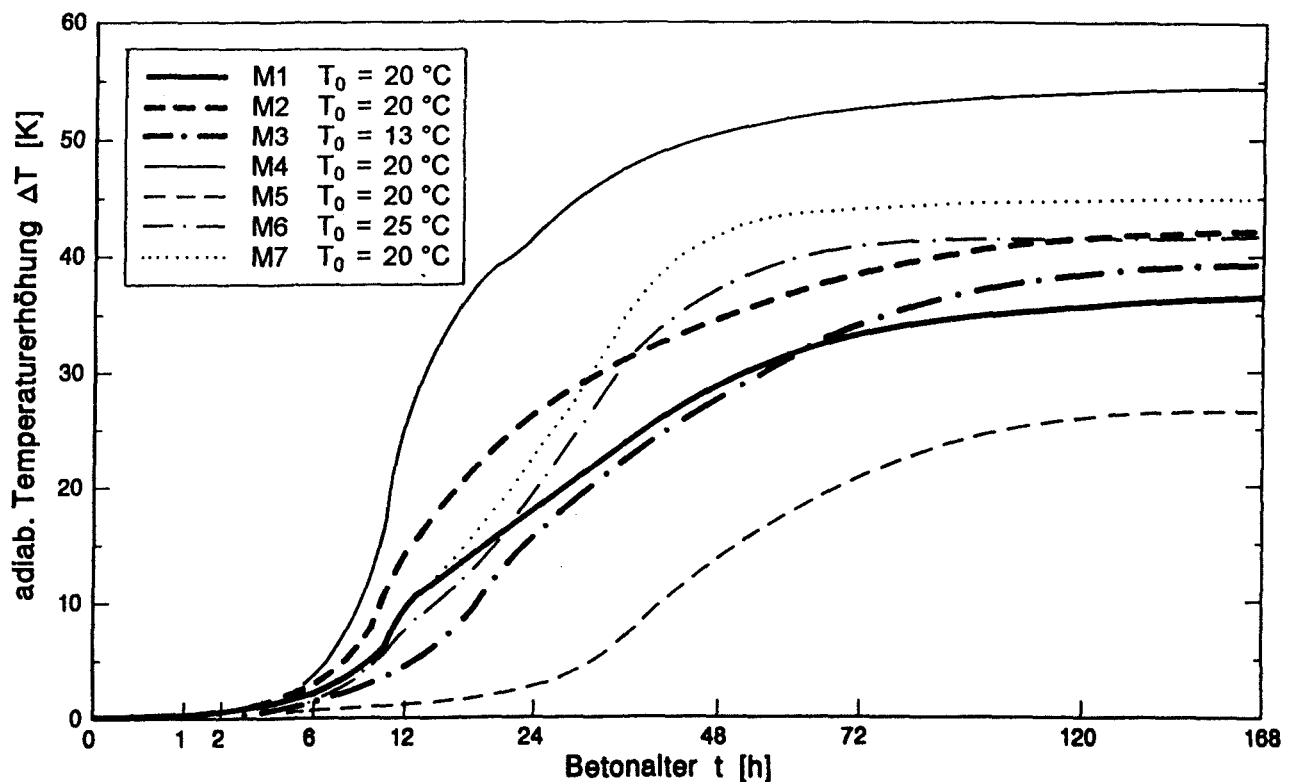


Abb. 4.1: Adiabatische Temperaturerhöhung der Versuchsbetone M1 bis M7

Im Vergleich zu den Rezepturen mit Portlandzement verzögert sich die Temperaturentwicklung beim Hochofenzement deutlich. Extrem ist dies bei der Rezeptur M5 zu beobachten, bei dem eine merkliche Temperaturerhöhung erst nach ca. 24 Stunden feststellbar ist. Es handelt sich hierbei um eine typische Rezeptur für massige Bauteile mit einem HOZ 35 L NWHS. Der Zementgehalt wurde auf 240 kg/m^3 reduziert, zur besseren Verarbeitung und zur Erhöhung des Bindemittelgehaltes wurden 60 kg Flugasche beigefügt.

Die Ergebnisse in Abb. 4.1 entsprechen den Beobachtungen in [68]. Die Betonzusammensetzung, speziell die Zementart und der Zementgehalt haben erheblichen Einfluß auf die Wärmefreisetzung. Als maßgebende Einflußfaktoren für die Zementart gibt van Breugel [11] hierfür den C_3S -Gehalt und die Mahlfeinheit des Zementes an. Obwohl auch andere Klinkerminerale im Zement enthalten sind, dominieren bei den meisten Zementarten die C_3S -Phasen. Daher ist diese Näherung durchaus zulässig.

Eine Überprüfung des Simulationsmodells von van Breugel [11] für die Zementhydratation anhand der adiabatischen Temperaturkurven in Abb. 4.1 wäre wünschenswert.

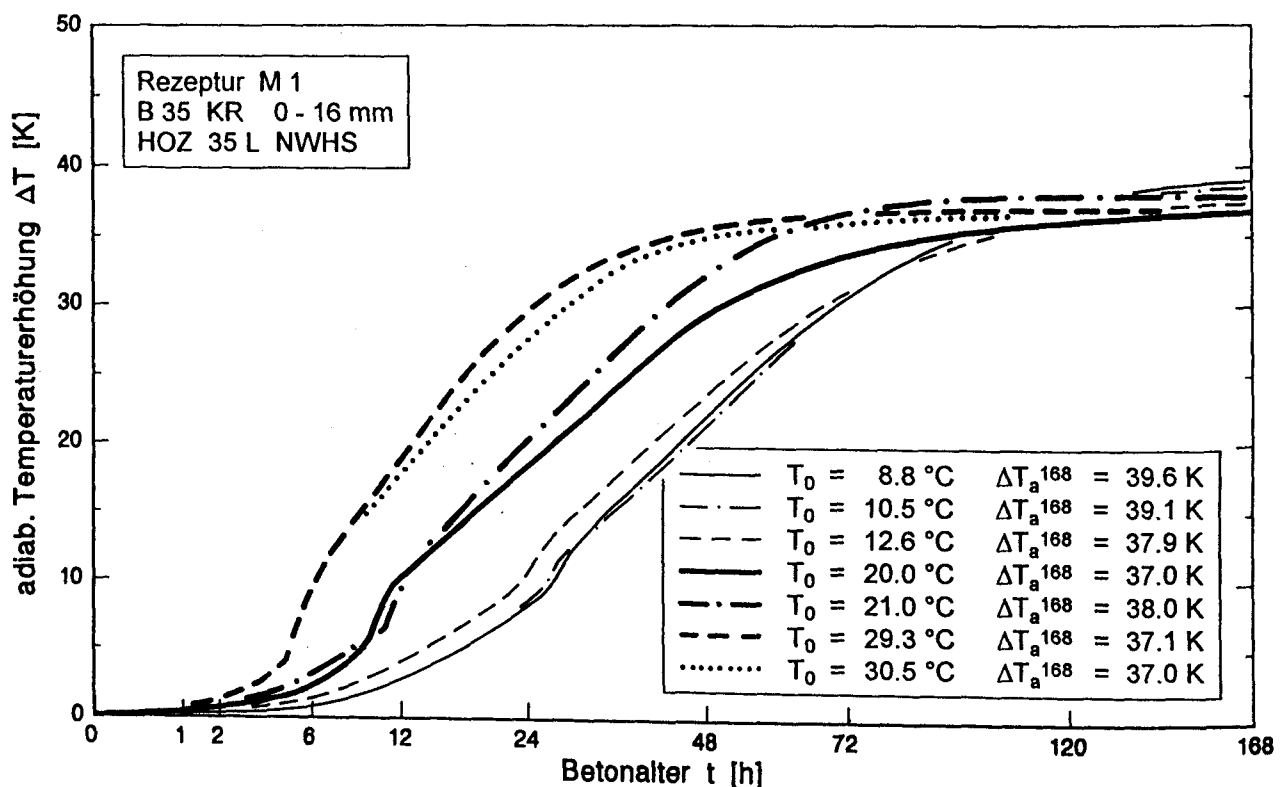


Abb. 4.2: Adiabatische Temperaturerhöhung des Versuchsbetons M1 in Abhängigkeit von der Frischbetontemperatur

4.1.2 Einfluß der Frischbetontemperatur

Wie bereits in [68] beobachtet, bewirken unterschiedliche Frischbetontemperaturen annähernd eine Parallelverschiebung der Temperaturerhöhung - je höher die Frischbetontemperatur T_0 , umso rascher setzt die überproportionale Temperaturentwicklung ein. Die Messungen mit unterschiedlichen Frischbetontemperaturen in Abb. 4.2 und 4.3 für die Betonrezepturen M1 und M2 bestätigen diese Beobachtung. Die veränderte Frischbetontemperatur

bewirkt bei gleicher Betonzusammensetzung i.w. eine Zeitverzerrung der Wärmeentwicklung.

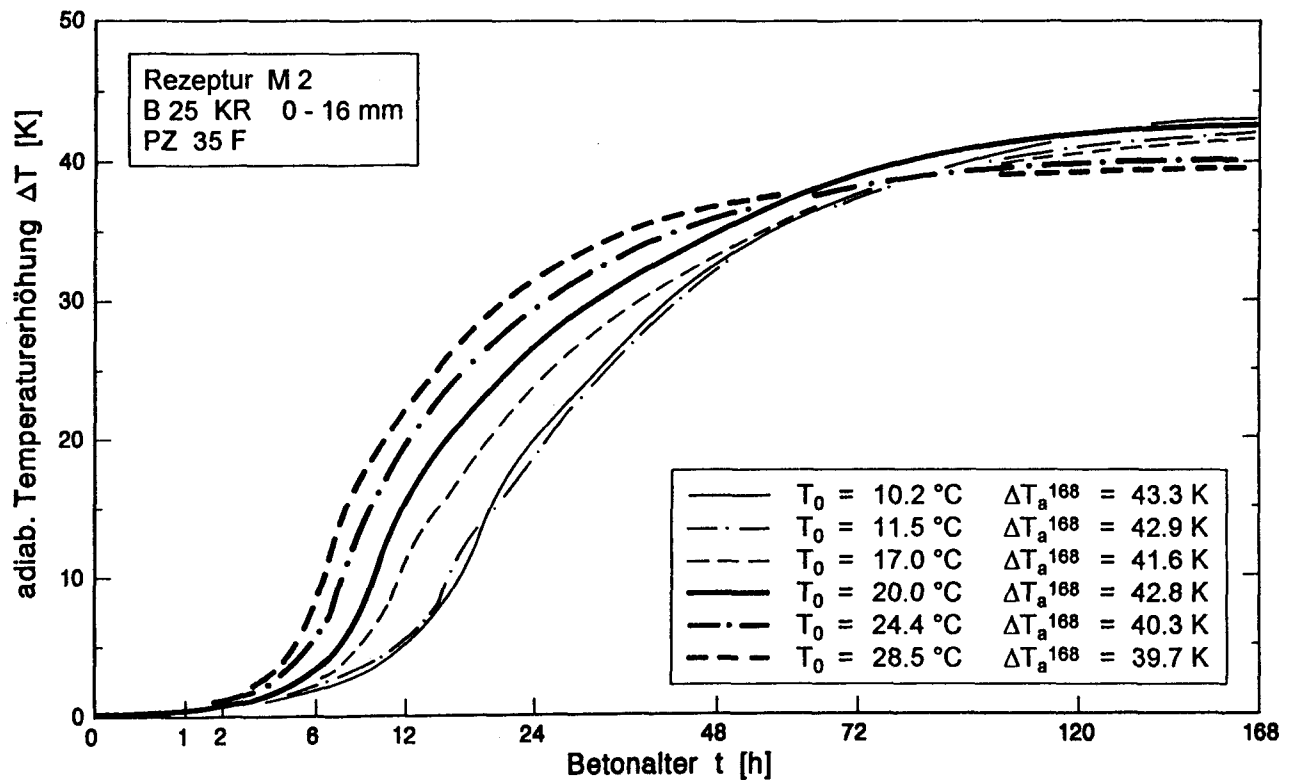


Abb. 4.3: Adiabatische Temperaturerhöhung des Versuchsbetons M2 in Abhängigkeit von der Frischbetontemperatur

Der Endwert der adiabatischen Temperaturmessung, hier nach 7 Tagen, stellt sich bei beiden Betonen in etwa umgekehrt proportional zur Frischbetontemperatur ein. Die Unterschiede betragen ca. 3 - 4 K und sind geringfügig größer als bei den Untersuchungen in [68]. Laube [47] und auch van Breugel [11] führen dies auf das unterschiedliche Kristallwachstum zurück. Dies führt zu einer Änderung der Diffusionsgeschwindigkeit des Abbindewassers durch die bereits hydratisierten Zementkornoberflächen.

4.1.3 Wärmefreisetzungsrate

Noch deutlicher wird der Einfluß der unterschiedlichen Frischbetontemperaturen, wenn man die zeitlich veränderliche Wärmefreisetzungsrate betrachtet. In Abb. 4.4 und 4.5 sind die zeitlichen Änderungen der Temperaturerhöhung in Abhängigkeit vom Betonalter aufgetragen, die durch Differentiation der adiabatischen Temperaturkurven aus Abb. 4.2 und 4.3 ermittelt wurden.

In Abb. 4.4 und 4.5 ist eindeutig zu erkennen, daß die Wärmefreisetzungsrate mit zunehmender Frischbetontemperatur ansteigt. Das Maximum der Freisetzungsrate, durch eine deutliche Spitze gekennzeichnet, tritt bei hohen Frischbetontemperaturen sehr viel früher auf als bei niedrigen Frischbetontemperaturen.

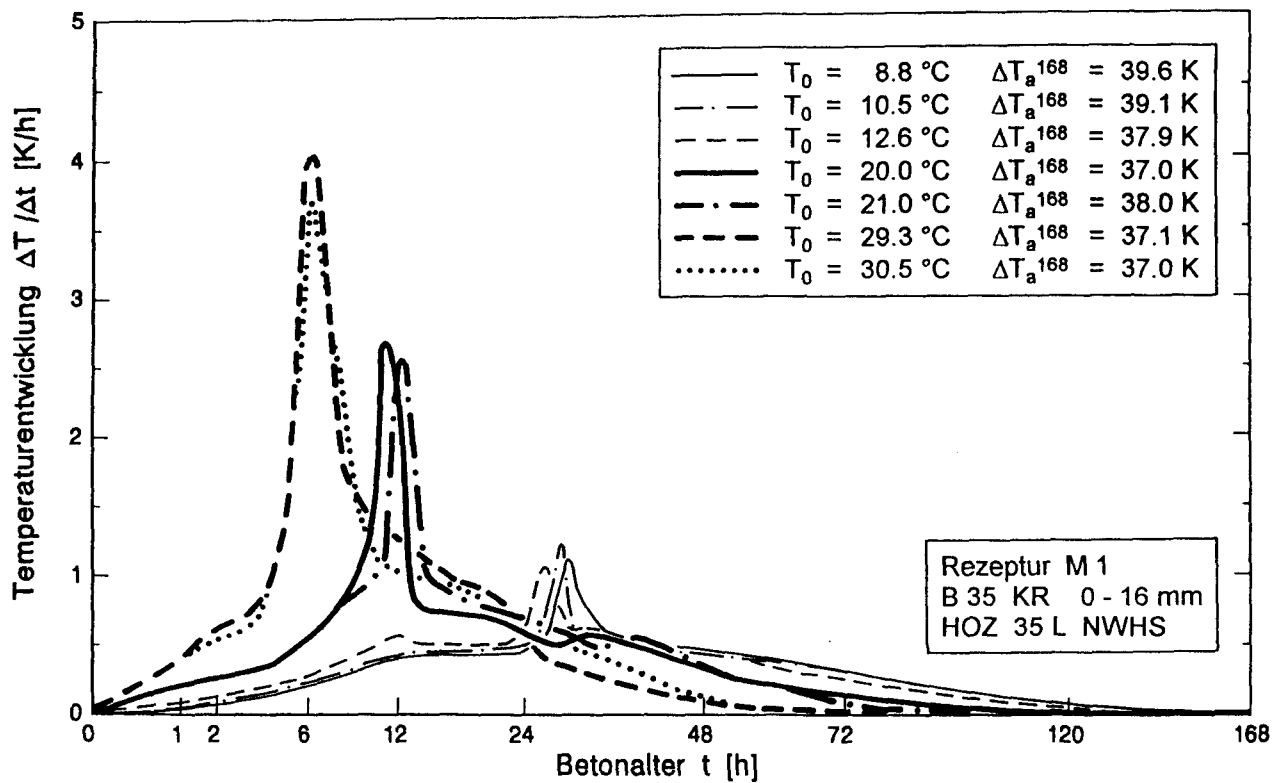


Abb. 4.4: Wärmefreisetzungsrate des Versuchsbetons M1 in Abhängigkeit vom Betonalter

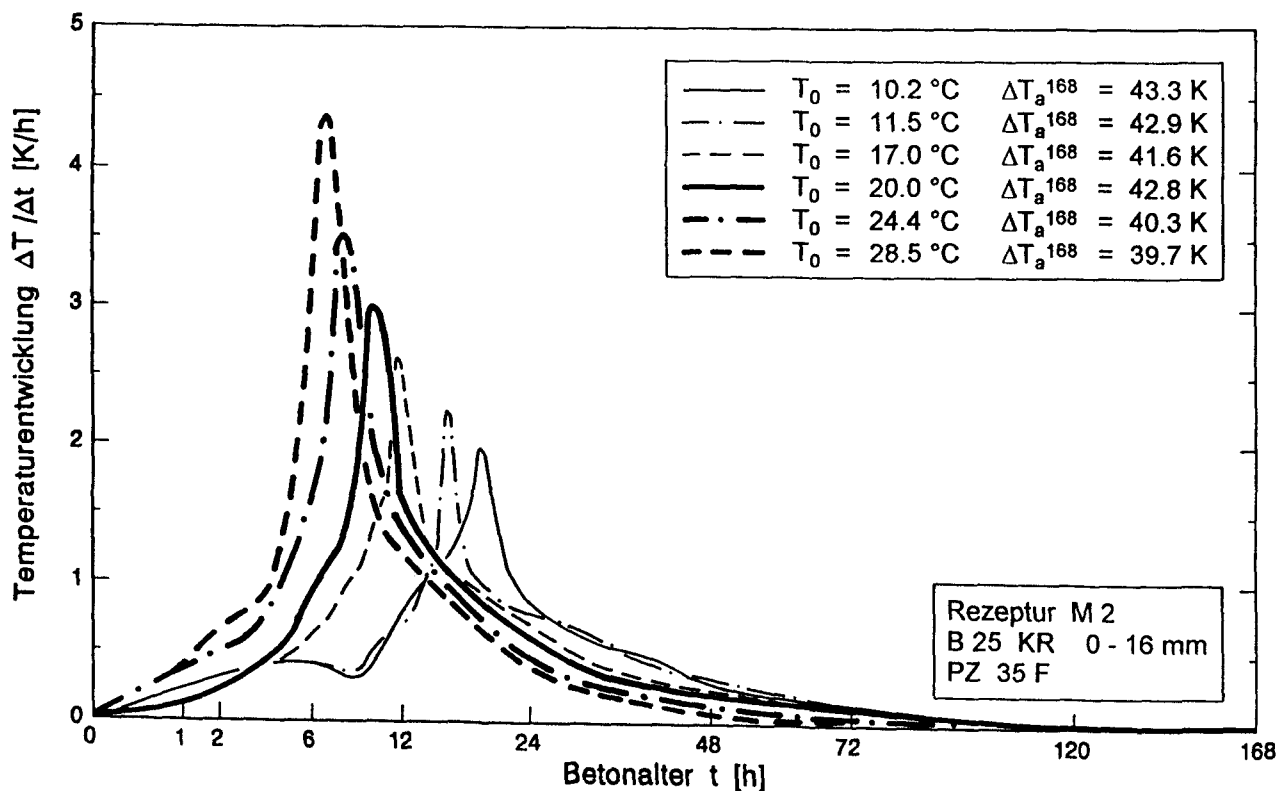


Abb. 4.5: Wärmefreisetzungsrate des Versuchsbetons M2 in Abhängigkeit vom Betonalter

Die in vielen Untersuchungen beobachtete heftige Reaktion des Zementes mit dem Anmachwasser gleich nach dem Mischen und die damit verbundene hohe Wärmefreisetzung lässt sich mit Hilfe der adiabatischen Kalorimetrie nicht nachweisen. Dafür gibt es im wesentlichen zwei Gründe. Erstens findet diese Reaktion gleich nach dem Mischen statt, zu einem Zeitpunkt, wo sich der Beton noch im Mischer befindet oder gerade in die Schalung gefüllt wird. Zweitens braucht die Regelung des adiabatischen Kalorimeters, je nach Temperaturunterschied zwischen Frischbeton- und Umgebungstemperatur ca. 30 bis 60 Minuten, um eine stabile Temperaturregelung aufzubauen. In dieser Zeit ist die Anfangsreaktion bereits abgeklungen.

4.2 Hydratationsgradiententwicklung

4.2.1 Ableitung aus den adiabatischen Temperaturmessungen

Wie bereits in Abschnitt 2.4 dargestellt, benötigt man zur Beschreibung der Wärmequellfunktion und zur hydratationsgradabhängigen Darstellung der mechanischen Eigenschaften eine Formulierung für den Hydratationsgrad. Ausgangspunkt dafür sind die Gln. (2.1) bis (2.3). Mit Hilfe der Beziehung

$$\Delta T(t) = \frac{Q_{ce}(t) \cdot C}{c_c \cdot \rho_c} \quad (4.1)$$

lässt sich der Hydratationsgrad α direkt aus den adiabatischen Temperaturkurven, wie z.B. in Abb. 4.1 dargestellt, ableiten:

$$\alpha(t) = \frac{\Delta T_a(t)}{\Delta T_a^{\max}} \quad (4.2)$$

Da die Hydratationsgradiententwicklung gegenüber üblichen Bauteiltemperaturbedingungen unter adiabatischen Verhältnissen beschleunigt abläuft, ist zunächst eine Transformation auf isotherme Verhältnisse erforderlich. Um aus der Wärmefreisetzung unter definierten adiabatischen Temperaturbedingungen auf beliebige Bauteiltemperaturbedingungen schließen zu können, wird der Hydratationsgrad α in Gl. (4.2) i.d.R. in Abhängigkeit vom wirksamen Betonalter beschrieben:

$$\alpha(t_e) = \frac{\Delta T_a(t_e)}{\Delta T_a^{\max}} \quad (4.3)$$

Zur Transformation des realen Alters in das wirksame Alter t_e , werden die in Abschnitt 2.4 erläuterten Reifefunktionen verwendet.

4.2.2 Vergleich der Reifefunktionen

Im nachfolgenden sollen die vier bekanntesten Reifefunktion mit Hilfe der adiabatischen Temperaturmessungen in Abb. 4.2 und 4.3 verglichen und bewertet werden. In Abb. 4.6

sind die temperaturabhängigen Reifefunktionen von Saul/Nurse [73], Van't Hoff/Rastrup [60], Arrhenius/Freiesleben [28] und von van Breugel [11] für die konstante Referenztemperatur von $T = 20^\circ\text{C}$ aufgetragen. Die Ordinate stellt den multiplikativen Zeitfaktor $f(T)$ für die Transformation des Zeitintervalls Δt_1 auf das Zeitintervall Δt_2 in Gl. (2.9) dar.

Die einfachste und aus der DIN 4227 bekannte lineare Saul/Nurse-Funktion, Gl. (2.11), erfaßt den Einfluß der steigenden Prozeßtemperatur nur gering. Nach der Saul/Nurse-Funktion wird die Erhärtungsgeschwindigkeit bei einer konstanten Prozeßtemperatur z.B. von 50°C gegenüber einer Referenztemperatur von 20°C verdoppelt. Dies widerspricht häufig den Beobachtungen in der Praxis. Allerdings berücksichtigt diese Funktion die Beobachtungen in [4], daß die Zementhydratation bei einer Temperatur von -10°C zum Stillstand kommt.

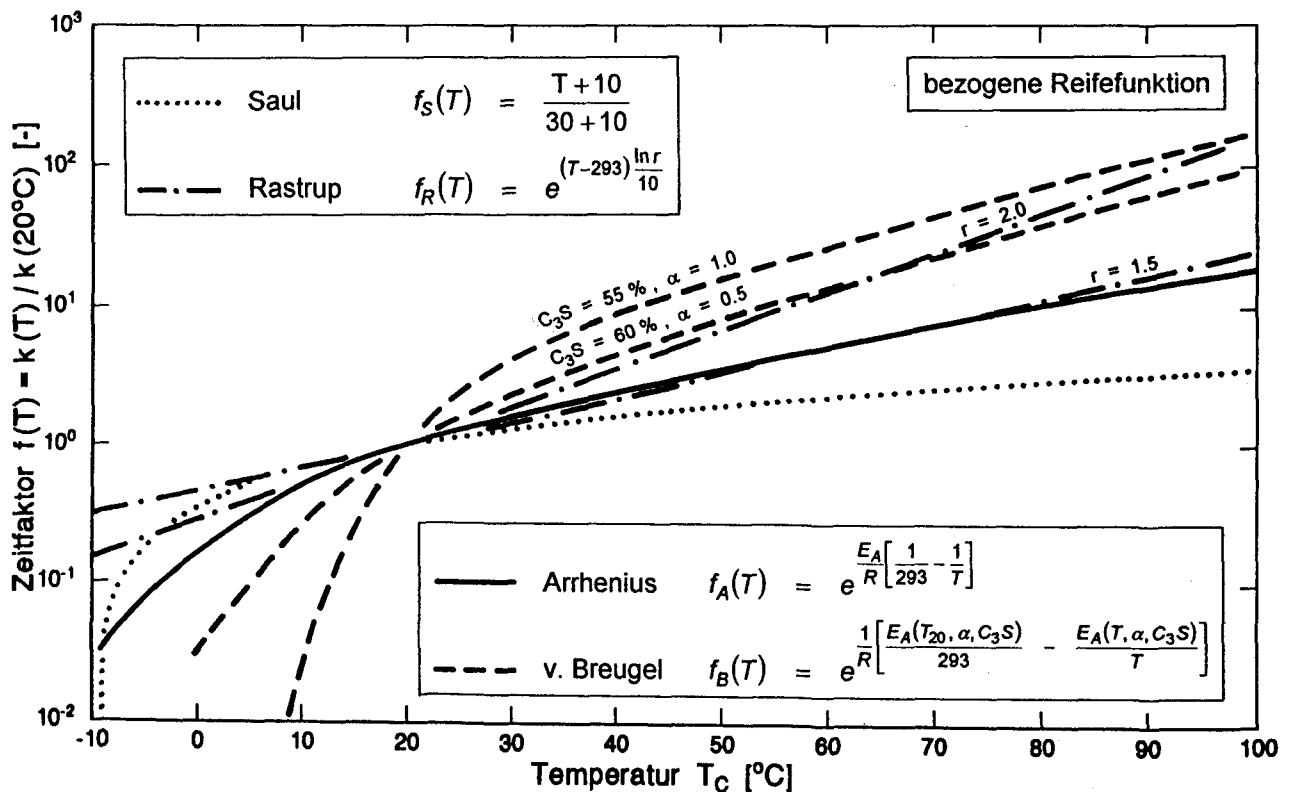


Abb. 4.6: Vergleich der Reifefunktionen

Im Vergleich dazu zeigen die exponentiellen Reifefunktionen eine stärkere Beschleunigung des Prozeßfortschritts bei wachsenden Temperaturen. Am deutlichsten fällt dies bei der Reifefunktion von van Breugel, Gl. (2.14), auf. Obwohl vom Funktionstyp her verwandt mit der Reifefunktion von Arrhenius/Freiesleben, Gl. (2.12), hat die temperatur-, hydrations- und zementabhängige Definition der Aktivierungsenergie E_A eine stark beschleunigende Wirkung, die je nach Zementart und Verlauf des Hydratationsgrades sehr unterschiedlich ausfallen kann, wie die gestrichelten Linien in Abb. 4.6 verdeutlichen.

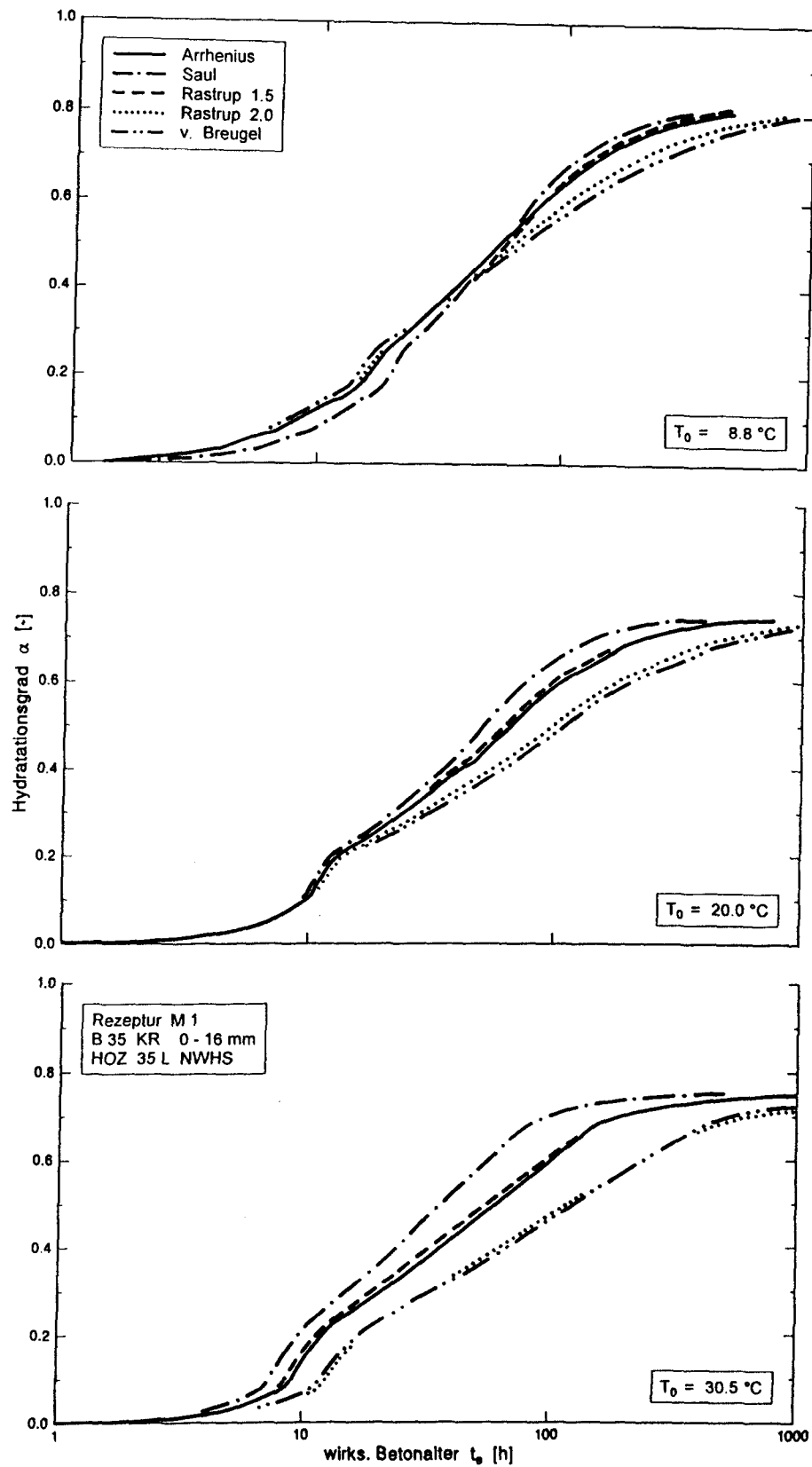


Abb. 4.7 a: Anwendung verschiedener Reifefunktionen auf die Hydratationsgradermittlung bei unterschiedlichen Frischbetontemperaturen, Versuchsbeton M1

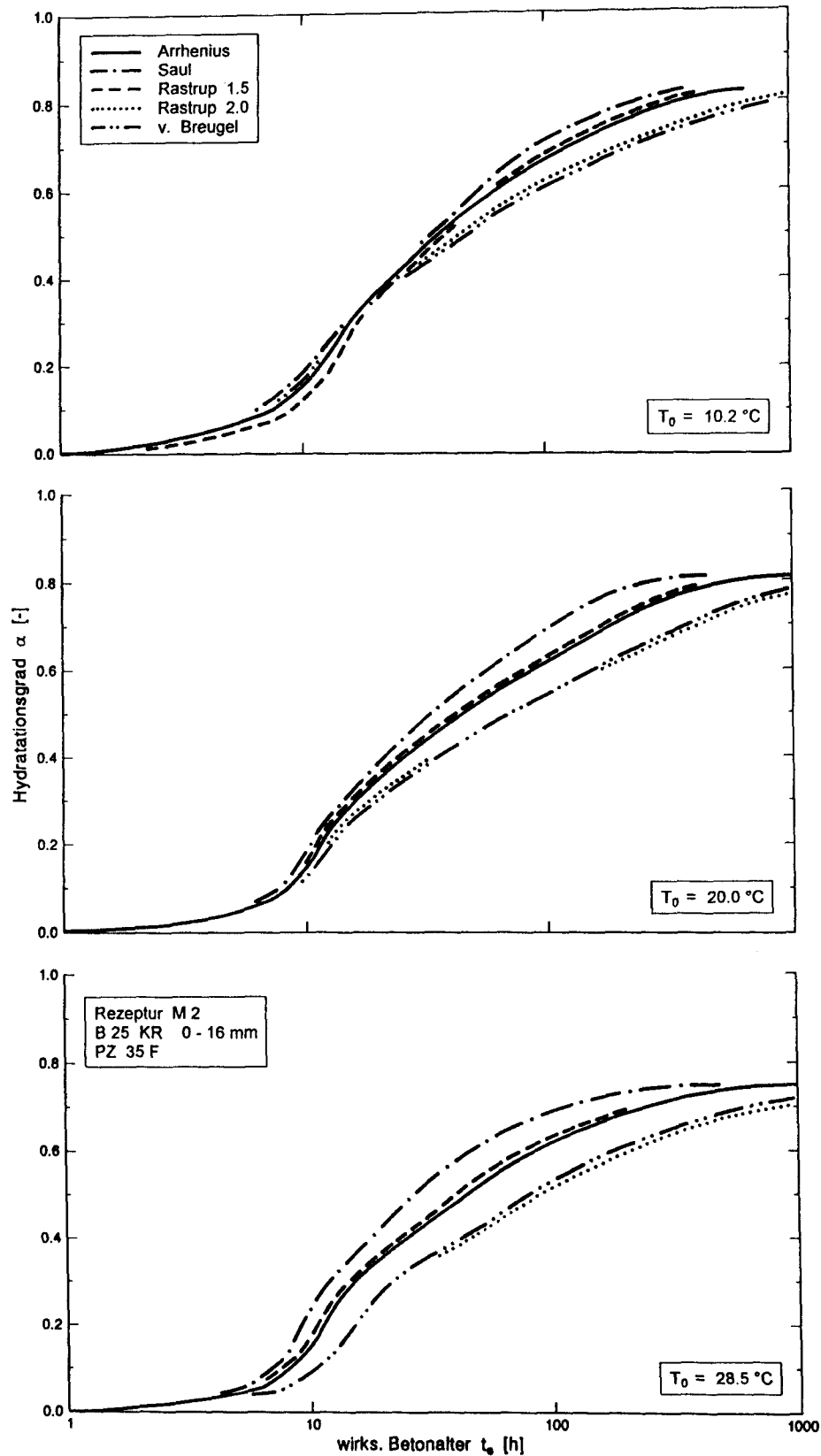


Abb. 4.7 b: Anwendung verschiedener Reifefunktionen auf die Hydratationsgradermittlung bei unterschiedlichen Frischbetontemperaturen, Versuchsbeton M2

Marx schlägt in [11] die Verwendung der Reifefunktion nach Van't Hoff/Rastrup vor. Obwohl rein phänomenologischer Natur, liefert sie nach [54] sehr brauchbare Ergebnisse und erscheint für die praktische Berechnung erheblich einfacher. Ein Problem stellt aber die geeignete Wahl des Parameters r dar, der wie in Abb. 4.6 erkennbar ist, den Zeitfaktor erheblich beeinflusst. Für $r = 1.5$ liefert die Funktion nach Van't Hoff/Rastrup nahezu eine vollständige Übereinstimmung mit der Funktion von Arrhenius/Freiesleben Gl. (2.12). Diese Beziehung wird von Laube in [47] favorisiert, da sie nach seinen Untersuchungen den charakteristischen Verlauf der Zementhydratation am besten beschreibt.

Die Abbn. 4.7 a und b zeigen die Anwendung der einzelnen Reifefunktionen für die beiden Betone aus Abb. 4.2 und 4.3 bei unterschiedlichen Frischbetontemperaturen. Dargestellt ist der Hydratationsgradverlauf nach Gl. (4.3) in Abhängigkeit vom wirksamen Alter. Während die Transformation mittels der Reifefunktionen bei Frischbetontemperaturen von ca. 10 °C nur geringfügige Unterschiede zeigt, ergeben sich bei höheren Anfangstemperaturen z.T. erhebliche Unterschiede im Hydratationsgradverlauf. Es ist zu beachten, daß die Zeitachse im logarithmischen Maßstab dargestellt wurde.

Die Funktion von Van't Hoff/Rastrup für $r = 1.5$ und von Arrhenius/Freiesleben sind für alle Frischbetontemperaturen nahezu deckungsgleich. Dies gilt auch für die Funktion $r = 2.0$ und der Reifefunktion nach van Breugel. Eine Aussage über die Qualität der Reifefunktionen gibt diese Darstellung jedoch noch nicht.

4.2.3 Überprüfung der Reifefunktionen anhand adiab. Temperaturmessungen

Die Eignung der o.g. Reifefunktionen zur Beschreibung der Prozeßkinetik soll nachfolgend anhand der adiabatischen Temperaturmessungen untersucht werden. Dazu sind folgende Kriterien zu berücksichtigen:

- Bei gleicher Betonzusammensetzung sollte sich der Hydratationsprozeß bei unterschiedlichen Temperaturverläufen mittels der Reifefunktion auf einen einheitlichen Verlauf (z.B. $T = 20\text{ °C}$) transformieren lassen.
- Bei unterschiedlichen Frischbetontemperaturen sollten adiabatische Wärmemessungen nach einer Transformation auf isotherme Bedingungen deckungsgleiche Temperaturverläufe ergeben.

Die Abbildungen 4.8 bis 4.9 zeigen die Anwendung der vier o.g. Transformationsgleichungen auf die adiabatischen Temperaturmessungen in Abb. 4.2 und 4.3. Die Abbn. 4.8 a bis d beziehen sich auf die Rezeptur M1, ein Beton mit 390 kg/m³ HOZ NWHS, die Abbn. 4.9 a bis d auf die Rezeptur M2, ein mit Flugasche gemagerter PZ-Beton mit einem Zementgehalt von 270 kg/m³. Der Vergleich zeigt, daß die Ansätze sowohl von Arrhenius/Freiesleben als auch von Van't Hoff/Rastrup mit dem Faktor $r = 1.5$ bei beiden Betonen eine recht gute Übereinstimmung der Hydratationsgradverläufe bieten. Auch der Ansatz von van Breugel liefert noch eine brauchbare Übereinstimmung der Verläufe, obwohl die Abweichungen mit zunehmendem Betonalter größer werden.

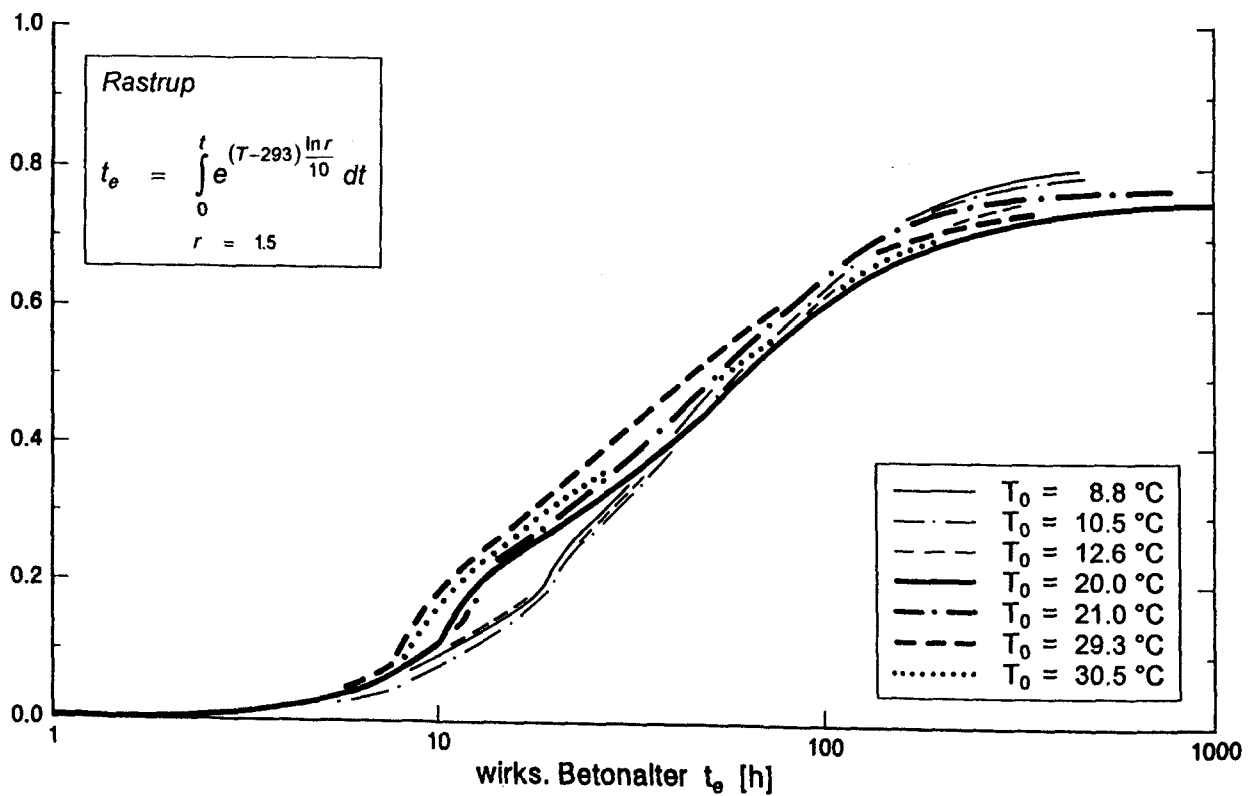
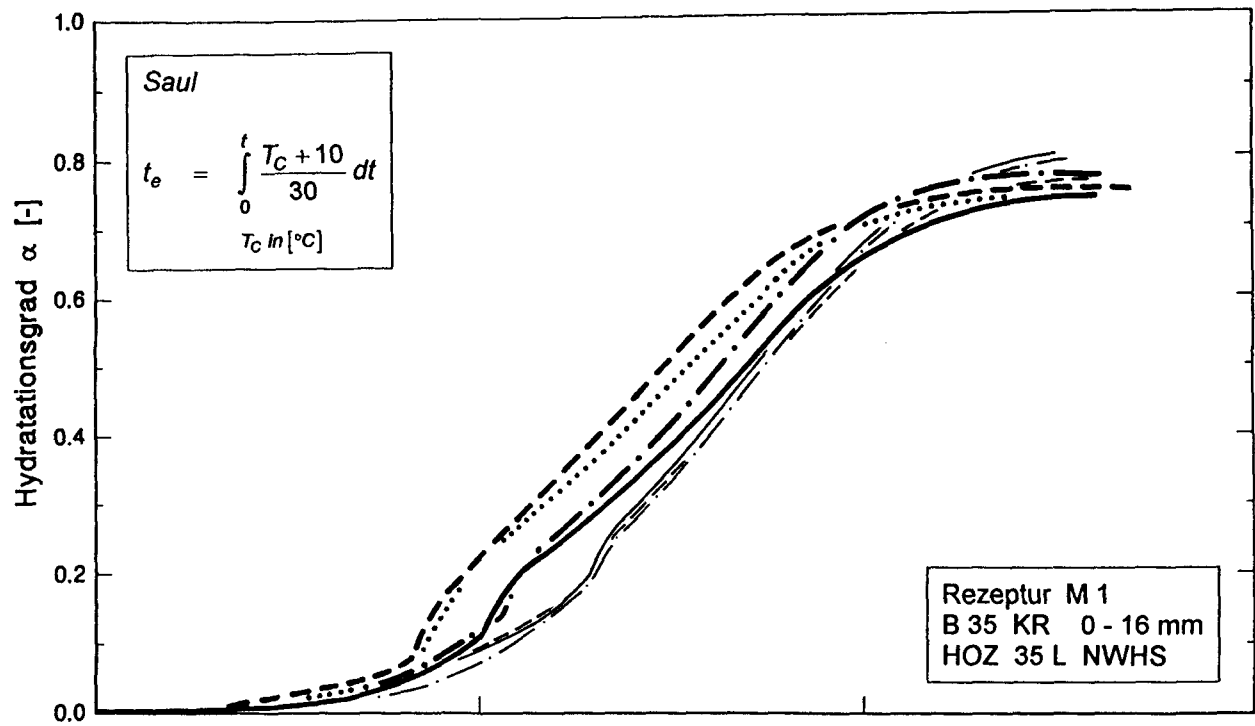


Abb. 4.8 a - b: Vergleich der Reifefunktionen für den Versuchsbeton M1

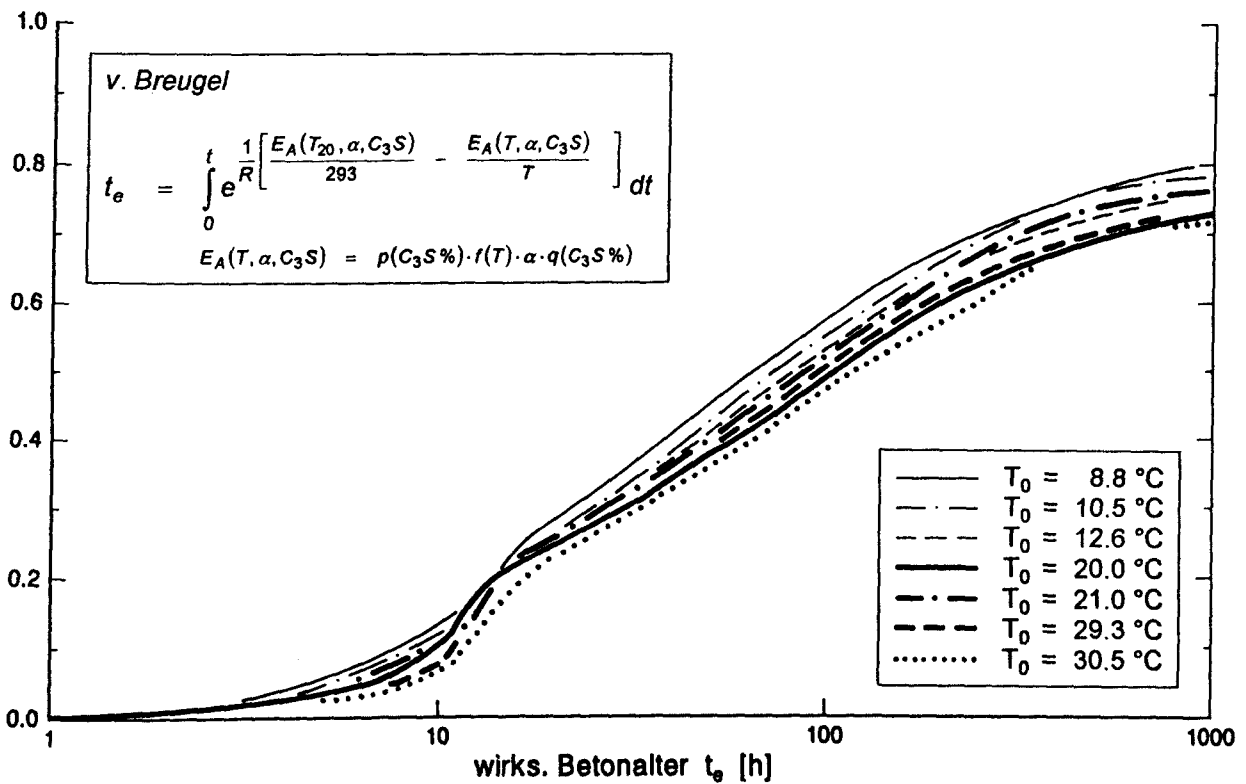
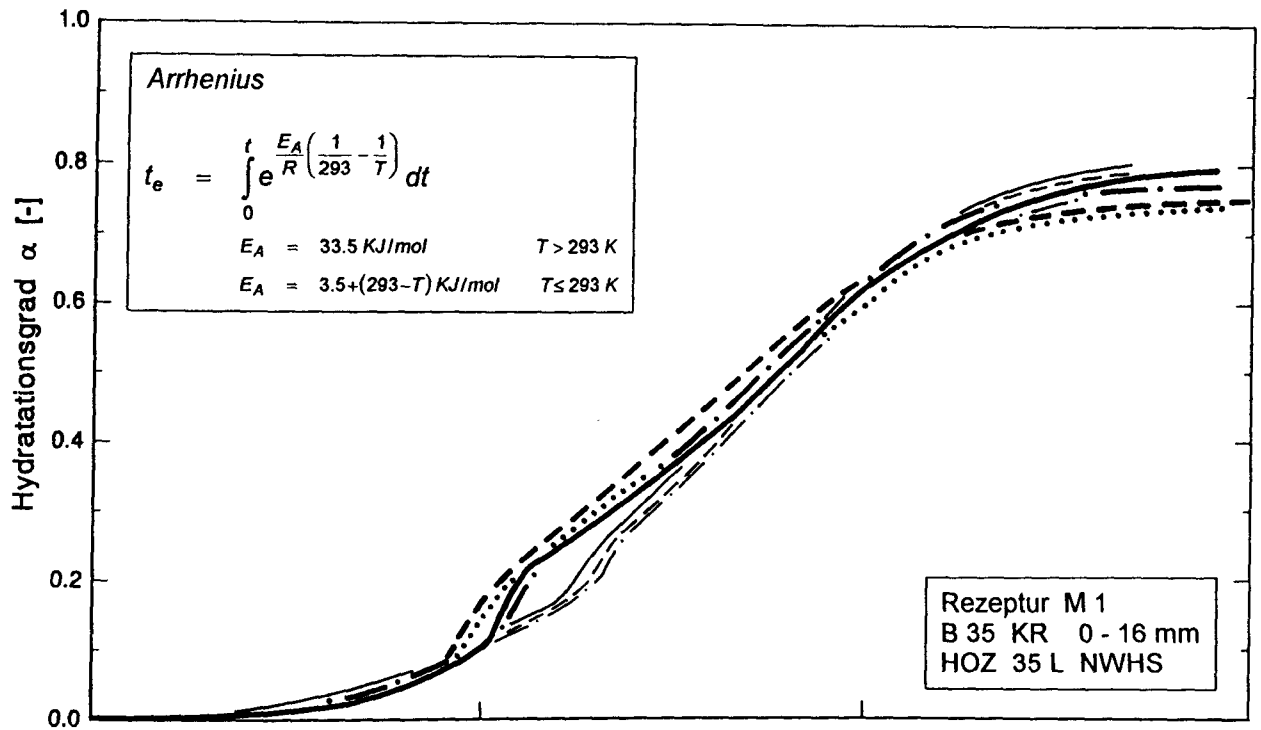


Abb. 4.8 c - d: Vergleich der Reifefunktionen für den Versuchsbeton M1

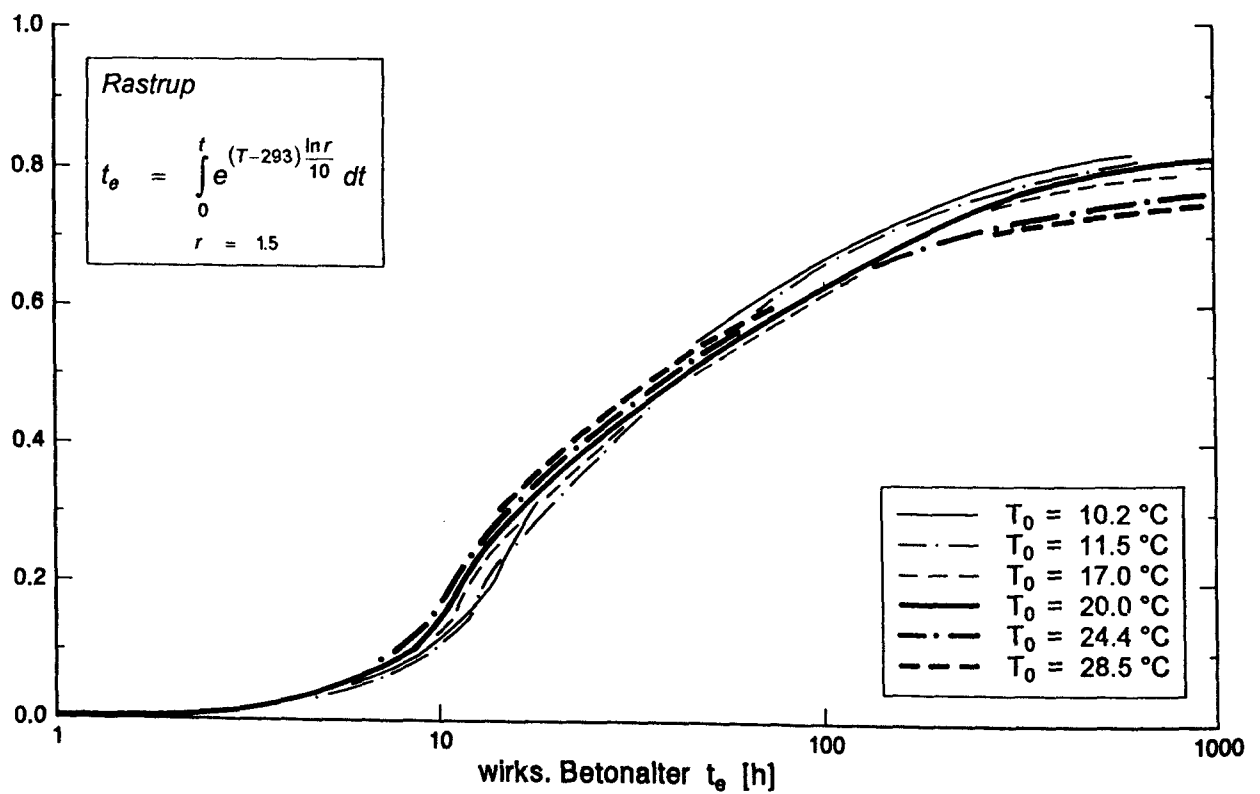
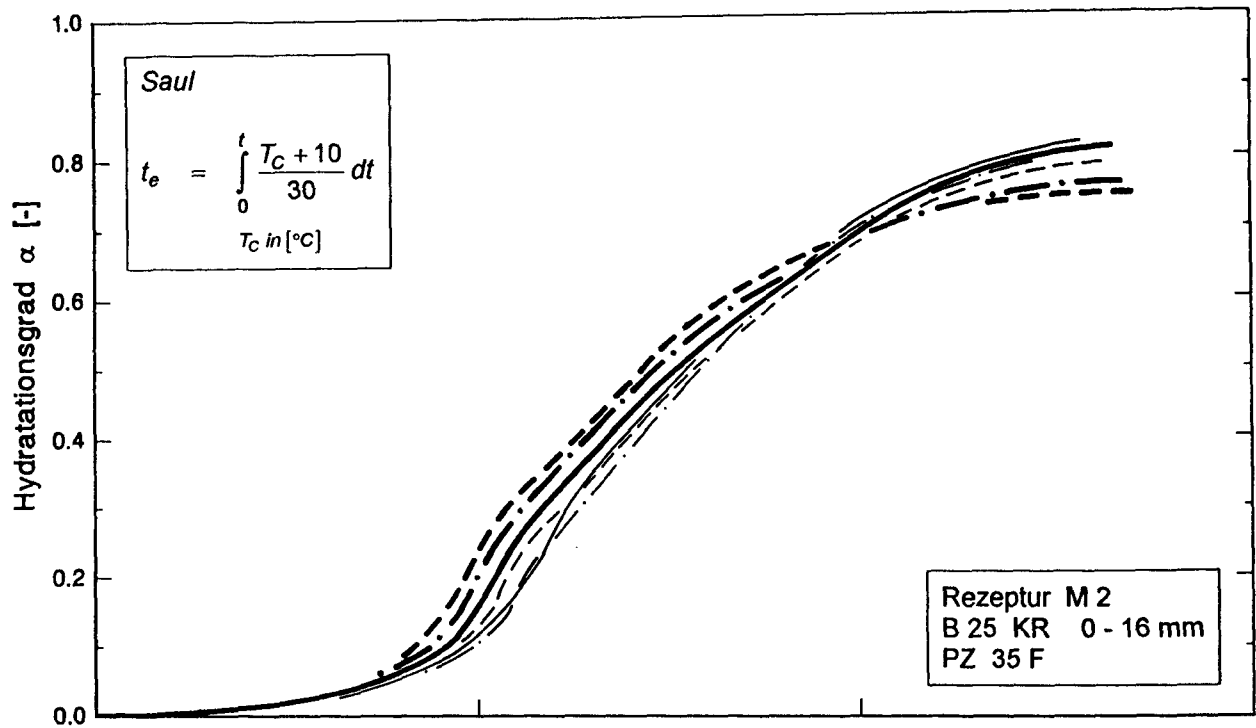


Abb. 4.9 a - b: Vergleich der Reifefunktionen für den Versuchsbeton M2

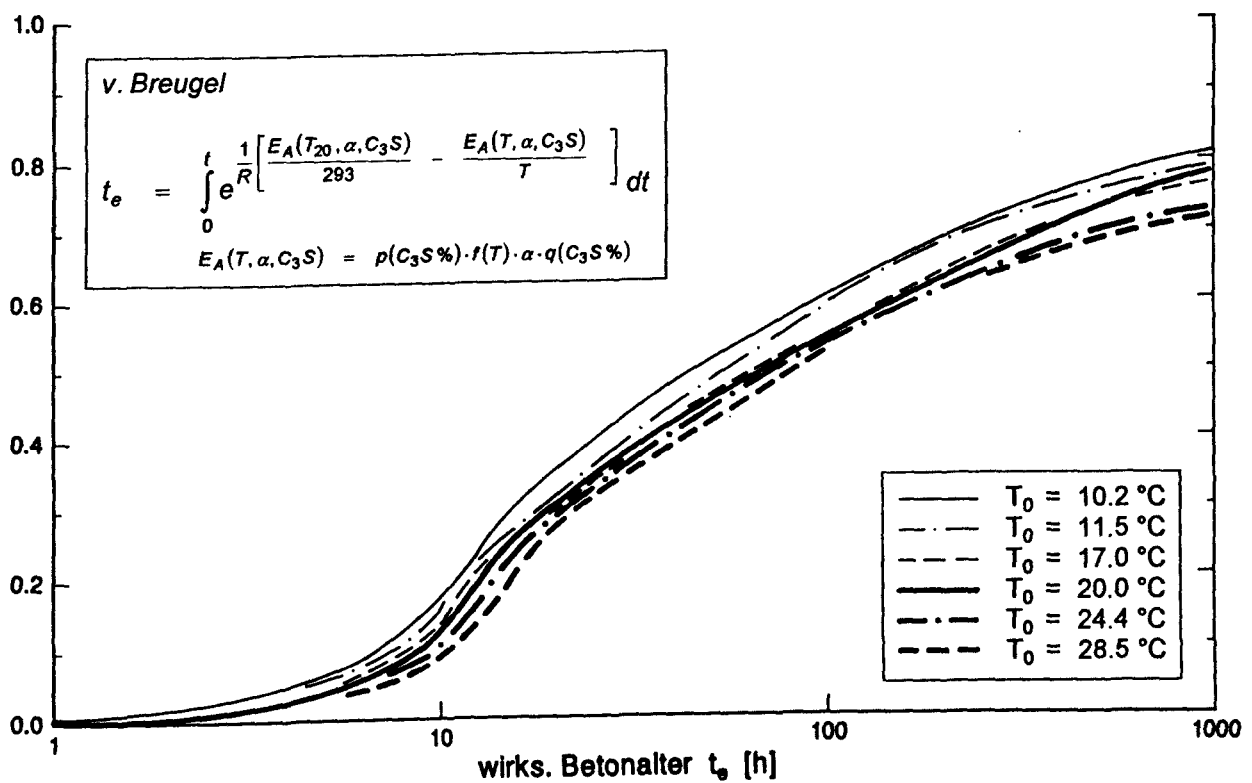
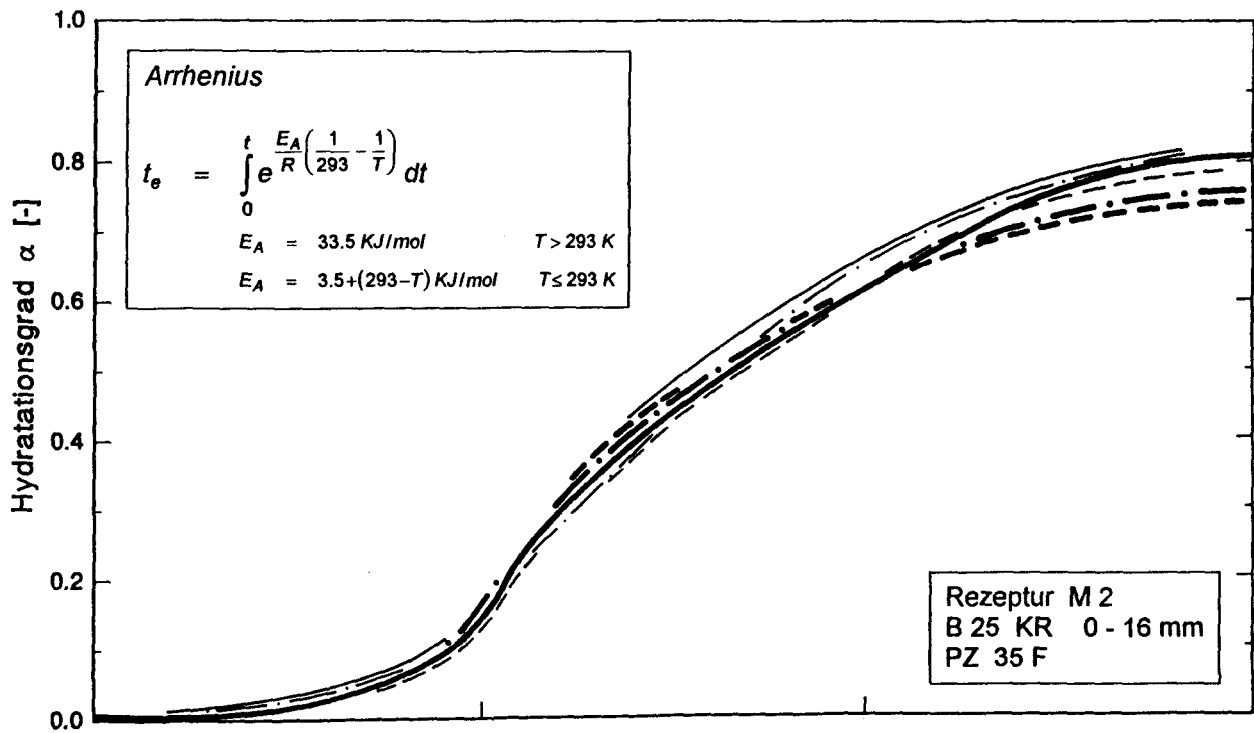


Abb. 4.9 c - d: Vergleich der Reifefunktionen für den Versuchs beton M2

Unbefriedigend ist dagegen das Ergebnis der Saul/Nurse-Funktion. Insbesondere beim langsam erhärtenden HOZ-Beton (M1) sind die Abweichungen erheblich. Die Hydratationsgradentwicklung wird mit zunehmender Frischbetontemperatur überschätzt. Diese Beobachtungen stehen in Übereinstimmung mit den Untersuchungen von [11,18,47,54].

Auf eine Darstellung der Hydratationsgradverläufe nach der Ansatzfunktion von Van't Hoff/Rastrup mit $r = 2.0$ wurde aus Gründen der Übersichtlichkeit verzichtet, da sie gegenüber den anderen Ansatzfunktionen keine Verbesserung bringt.

Beim Vergleich der Reifefunktionen ist folgendes zu beachten. Die adiabatischen Temperaturmessungen in Abb. 4.2 und 4.3 sind sowohl mit einer Mischung- als auch mit einer Prüfstreuung behaftet. Jede einzelne Meßkurve kennzeichnet eine neue Mischung. Insbesondere bei der Rezeptur M1 kann dies zu Abweichungen führen, da hier z.T. Transportbeton verwendet wurde. Außerdem bestanden zu Beginn einer jeden Messung, beim Einsetzen der Probe in das Kalorimeter, aufgrund der Unterschiede zwischen Frischbetontemperatur und Umgebungstemperatur im Kalorimeter, unterschiedliche Temperaturdifferenzen, die erst nach 30 - 60 Minuten angeglichen wurden. Beide Faktoren können das Meßergebnis verfälschen. Die streuenden Einflüsse lassen sich nicht quantifizieren.

4.2.4 Bewertung der Reifefunktionen

Der Vergleich der untersuchten Reifefunktionen anhand der adiabatischen Wärmemessungen läßt folgende Schlußfolgerungen zu:

- Die in DIN 4227 und anderen Vorschriften angeführte Reifefunktion nach Saul/Nurse zur Beschreibung des Temperatureinflusses auf die Reaktionskinetik muß, angesichts der vorliegenden Ergebnisse und der anderer Untersuchungen aus der Literatur, als wenig brauchbar angesehen werden. Die Hydratationsgradentwicklung wird in vielen Fällen überschätzt.
- Die von van Breugel auf der Basis der Arrheniusfunktion eingeführte Transformationsgleichung mit dem Ansatz einer veränderlichen Aktivierungsenergie bietet gegenüber der bekannten Funktion von Arrhenius/Freiesleben keinen Vorteil. Zum Teil weist dieser Ansatz im höheren Betonalter erhebliche Abweichungen auf. Die Funktion ist für eine praktische Berechnung zu kompliziert. Die von van Breugel definierten Abhängigkeiten der Aktivierungsenergie von der Temperatur, dem Hydratationsgrad und der Zementart basieren auf Untersuchungen an reinen Klinkerphasen. Sie sollten für den Hydratationsprozeß von Zement verifiziert werden.
- Die Reifefunktion nach Arrhenius/Freiesleben berücksichtigt hingegen lediglich den Temperatureinfluß auf die Aktivierungsenergie. In Übereinstimmung mit anderen Untersuchungen aus der Literatur liefert diese Funktion auch für die im Rahmen dieses Vorhabens durchgeführten Messungen gute Ergebnisse. Im Vergleich zur Transformationsgleichung von van Breugel ist die Handhabung für eine numerische Berechnung erheblich einfacher.
- Ähnlich gute Ergebnisse liefert auch die Reifefunktion von Van't Hoff/Rastrup, sofern für den Parameter r der Wert 1.5 eingesetzt wird. Diese Funktion bietet wie die Saul/Nurse-Funktion nur eine phänomenologische Darstellung der Erhärtungskinetik, sie basiert nicht auf physikalischen Grundlagen.

Aufgrund dieser Schlußfolgerungen wird im folgenden, zur Berücksichtigung des Temperatureinflusses auf die Erhärtung, die Reifefunktion nach Arrhenius/Freiesleben verwendet.

4.2.5 Einfluß der Zementzusammensetzung auf die Hydratationsgradentwicklung

Aus den Gln. (2.1) und (2.5) ist ersichtlich, daß die Zementzusammensetzung und die Werte für die Hydratationswärme einen erheblichen Einfluß auf die zeitabhängige Entwicklung des Hydratationsgrades haben. Die Zusammensetzung des Zementes wird über die Anteile der Klinkerphasen definiert. Diese lassen sich aus der chemischen Zusammensetzung des Zementes mittels einer Berechnung nach Bogue [5] ermitteln. Die Genauigkeit einer solchen Berechnung hängt i.w. von der Genauigkeit der Zementanalyse ab. Hierzu finden sich in der Literatur zahlreiche Hinweise. Die Zementherstellung ist in der Praxis zahlreichen Schwankungen unterworfen. Daher ist es häufig schwierig, bei der Verwendung von Transportbeton eine genaue Analyse des verwendeten Zementes zu bekommen. In der Regel ist man bei Temperaturberechnungen auf statistische Mittelwerte des Zementlabors des jeweiligen Herstellers angewiesen. Angaben über die Streuungen bei der Zementherstellung ließen sich nur über umfangreiche Untersuchungen verschiedener Zementwerke erzielen. Hierüber liegen bisher keine Untersuchungen vor.

Beim Ansatz der Hydratationswärme einzelner Klinkermineralien zur Berechnung der potentiellen Hydratationswärmemenge des Zementes finden sich in der Literatur unterschiedliche Angaben (s. Abschnitt 2.4.2.3). Üblicherweise werden hierfür die Werte von Locher [51] in Tabelle 2.1 verwendet. Die Hydratationsgradkurven in den Abbn. 4.7, 4.8 und 4.9 basieren auf diesen Angaben.

Auf der Basis neuerer Untersuchungen schlägt Taylor in [80] verbesserte Werte für die Wärmemengen der Klinkerkomponenten vor (vergl. Abschnitt 2.4.2.3, Tab. 2.2). Die Abbildungen 4.10 a und b zeigen den Unterschied im Hydratationsgradverlauf für die Betonrezepteuren M1 und M4 nach Locher (Tab. 2.1) und nach Taylor (Tab. 2.2).

Bei Verwendung eines Zementes mit geringem Portlandzementklinkeranteil (M1) ist der Unterschied trotz des hohen Zementgehalts von 390 kg/m^3 gering. Bei einem reinen Portlandzement (M4) hingegen ergeben sich mit zunehmendem Betonalter erhebliche Abweichungen. Nach einer Woche beträgt die Differenz etwa 8 Prozent. Verwendet man die Hydratationswärmewerte von Taylor (Tab. 2.2) erhält man einen geringeren Hydratationsgrad.

Folgt man den Ergebnissen in Abb. 4.10, sollten für zukünftige Hydratationsgradberechnungen bei Betonen mit hohem Anteil an Portlandzement die Untersuchungsergebnisse von Taylor [80] zugrunde gelegt werden. Zum besseren Vergleich mit Untersuchungen in der Literatur wird im Rahmen dieser Forschungsarbeit darauf verzichtet und weiterhin mit den Hydratationswärmewerten von Locher [51] gerechnet.

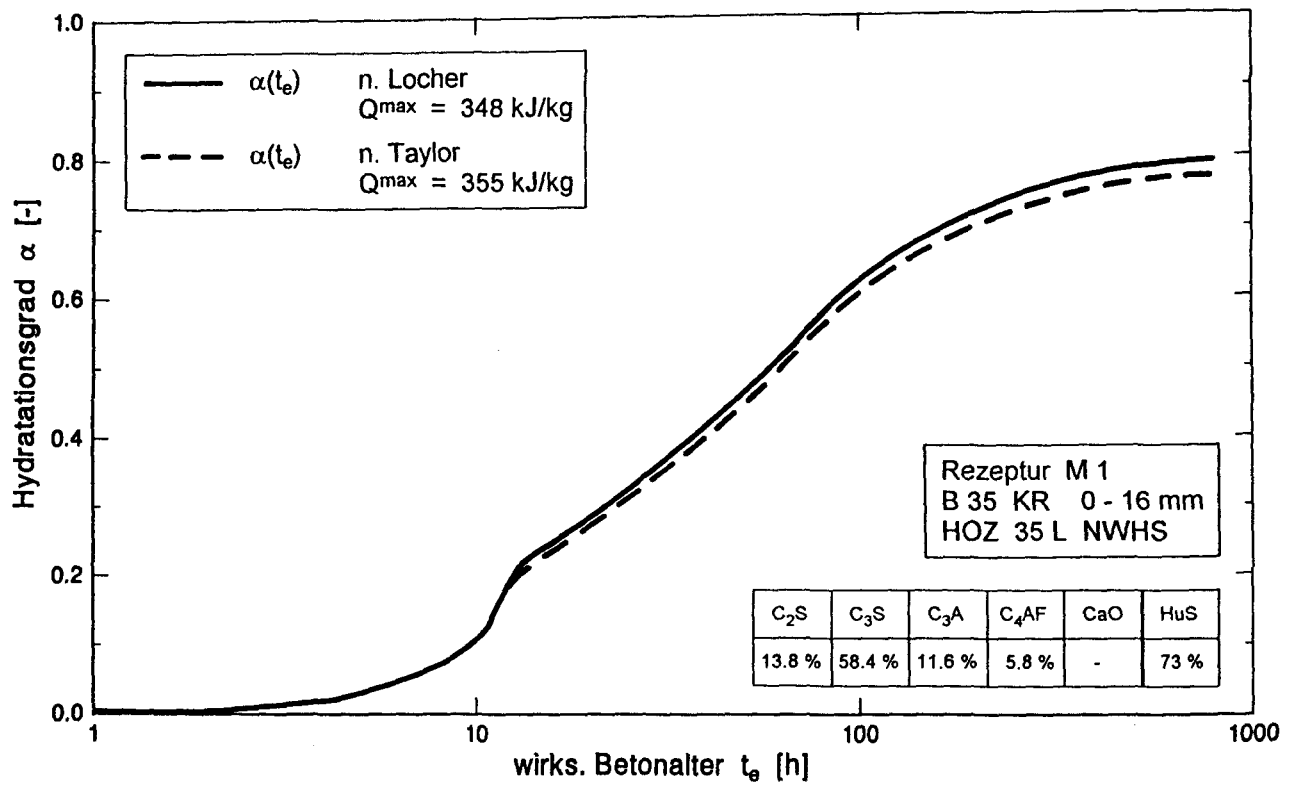


Abb. 4.10 a: Unterschiedliche Hydratationsgradverläufe infolge unterschiedlicher Hydratationswärmemengen, Versuchsbeton M1

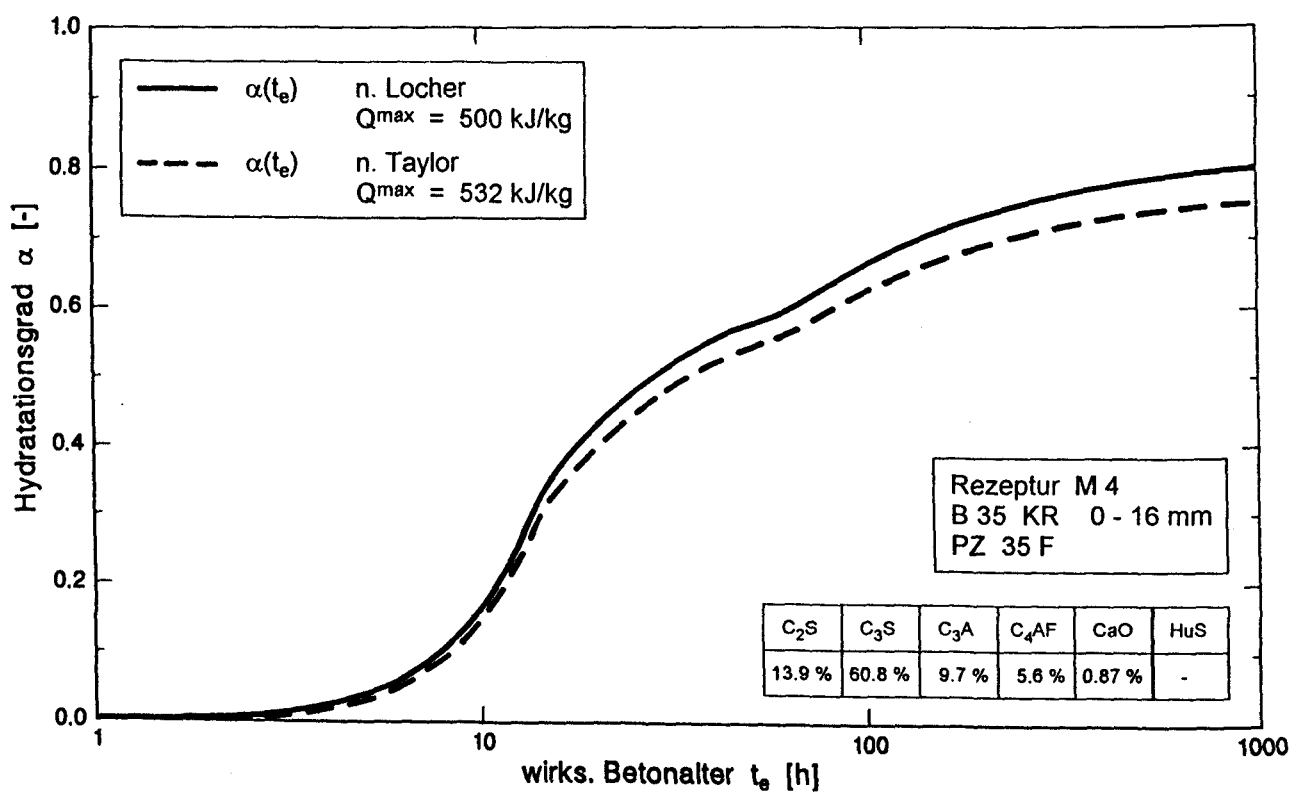


Abb. 4.10 b: Unterschiedliche Hydratationsgradverläufe infolge unterschiedlicher Hydratationswärmemengen, Versuchsbeton M4

4.3 Mathematische Formulierung der Hydratationsgradentwicklung

4.3.1 Ansatzfunktion von Jonasson

In Abschnitt 2.4.2.4 wurde zur Beschreibung des altersabhängigen Hydratationsgradverlaufs die Ansatzfunktion von Jonasson, Gl. (2.6), vorgestellt. Nach den Untersuchungen von Jonasson [40] und Laube [47] erweist sich dieser 3-parametrig Exponentialansatz als besonders geeignet.

Wie sich mathematisch zeigen läßt, ist dieser Ansatz überbestimmt. Deshalb wird nachfolgend eine modifizierte Ansatzform mit 2 variierbaren Parametern vorgeschlagen:

$$\alpha(t_e) = e^{-\left(\ln\left(1 + \frac{t_e}{t_1}\right)\right)^{c_1}} \quad (4.4)$$

Aus Abb. 4.11 ist der Einfluß der Parameter t_1 und c_1 auf den Funktionsverlauf ersichtlich. Der dimensionsbehaftete Parameter t_1 [h] bestimmt i.w. die Völligkeit der Hydratationsgradkurve im mittleren Betonalter, während der Parameter c_1 die Neigung der Kurve beeinflusst und somit entscheidend für den Endwert des Hydratationsgrades ist.

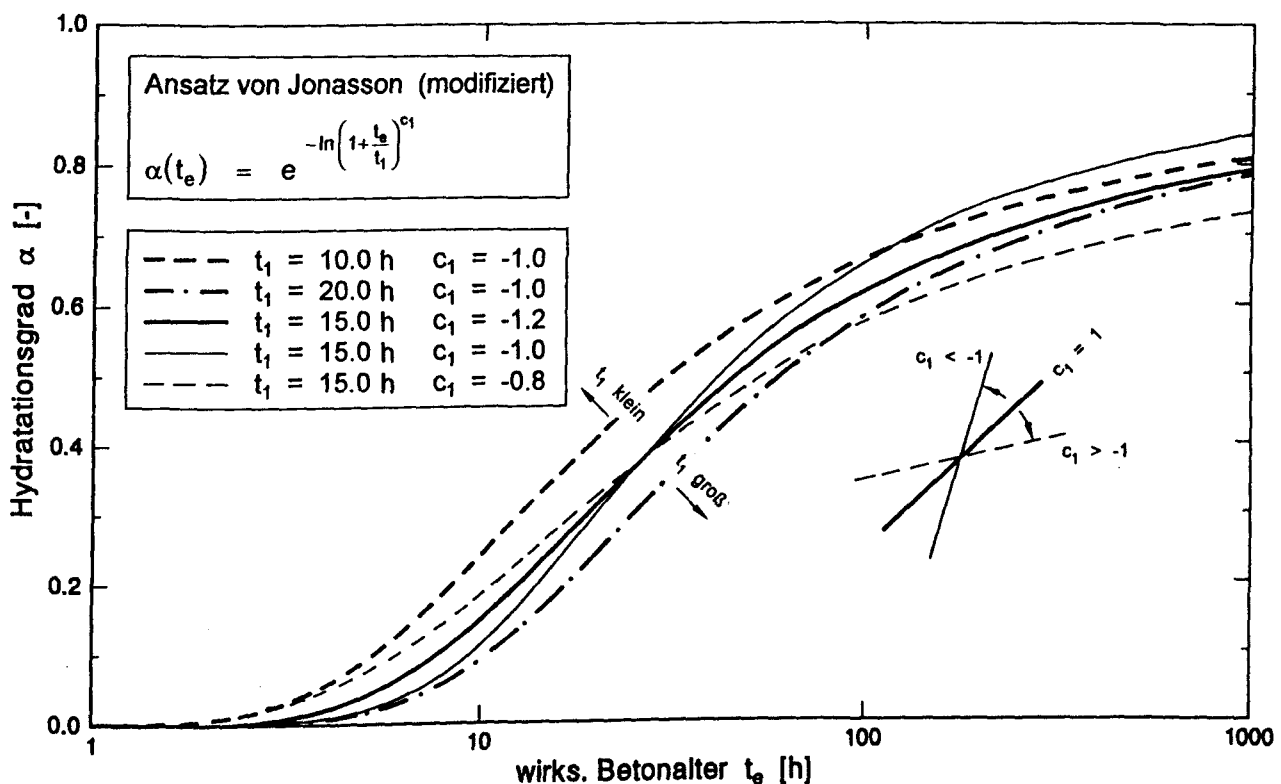


Abb. 4.11: Einfluß der betonspezifischen Parameter t_1 und c_1 auf die Ansatzfunktion für den Hydratationsgradverlauf

4.3.2 Vergleich der Ansatzfunktion mit Messung

Abb. 4.12 zeigt die funktionale Anpassung der Ansatzfunktion an die Meßwertkurven der Versuchsbetone M1 und M2. Die Ermittlung der freien Parameter erfolgte mit Hilfe der kleinsten Fehlerquadratmethode. Die Messung wird durch den Ansatz nach Gl. (4.4) befriedigend approximiert. Die Abweichungen sind je nach Frischbetontemperatur unterschiedlich, aber i.w. gering und als Basis für eine Temperatur- und Spannungsberechnung ausreichend. Schwierigkeiten bereitet allerdings die Abbildung der zeitlich stark veränderlichen Hydratationswärmeentwicklung des Betons M1 bei erhöhten Frischbetontemperaturen. Die beschleunigte Reaktion nach ca. 10 Stunden ist auf die zeitlich begrenzte Wirkung des C₃A bei erhöhten Anfangstemperaturen zurückzuführen (vergl. Abb. 4.8).

Abbildung 4.13 gibt Auskunft über die Abweichungen zwischen der Ansatzfunktion Gl. (4.4) und den gemessenen Hydratationsgradverläufen in Abb. 4.12. In der oberen Abbildung sind die absoluten Unterschiede, in der unteren die prozentualen Unterschiede dargestellt. Die großen Differenzen in der unteren Abbildung zu Beginn der Hydratation sind ohne praktische Bedeutung, da sich die Abweichungen auf die sehr kleinen Hydratationsgrade α_{meas} im sehr jungen Betonalter beziehen. Die Abbildungen 4.13 a und b verdeutlichen, daß die größten Unterschiede für den praxisrelevanten Bereich von 18 Stunden bis 14 Tagen etwa bei 10 Prozent liegen. Dieses Ergebnis kann im Rahmen einer Temperatur- und Spannungsberechnung als brauchbares Ergebnis betrachtet werden.

4.3.3 Betonspezifische Parameter der Ansatzfunktion

Wendet man die modifizierte Ansatzfunktion von Jonasson, Gl. (4.4), auf die adiabatischen Temperaturmeßkurven in Abb. 4.2 und 4.3 an, so erhält man in Abhängigkeit von der Frischbetontemperatur und der Betonrezeptur eine Parameterschar für die variierbaren Freiwerte t_1 und c_1 , die den Hydratationsgradverlauf charakterisieren. In den Abbildungen 4.14 a und b sind die variierten Exponentialfunktionen für die Betonrezepturen M1 und M2 in Abhängigkeit von der Frischbetontemperatur aufgetragen. Auf eine Darstellung der zugehörigen Meßkurven (vergl. Abbn. 4.8 und 4.9) wurde aus Gründen der Übersichtlichkeit verzichtet. Die nichtlineare Anpassung der Parameter t_1 und c_1 erfolgte, wie bereits erwähnt, nach der Methode der kleinsten Fehlerquadrate.

Der Funktionsverläufe in Abb. 4.14 stimmen recht gut mit der Bandbreite der gemessenen Hydratationsgradverläufe in Abb. 4.8 überein, die mit Hilfe der Arrheniustransformation ermittelt wurden. Die durchgezogene Linie für die Frischbetontemperatur von 20 °C bildet bei beiden Rezepturen in etwa die Mittelwertlinie, die Abweichungen sind gering. Daraus läßt sich der Schluß ziehen, daß eine Messung mit einer Frischbetontemperatur von 20 °C zur Bestimmung des Hydratationsgradverlaufs ausreichend ist.

Der bereits in Abschnitt 4.1.2 festgestellte Zusammenhang zwischen dem Endwert des Hydratationsgrades und der Frischbetontemperatur - der Hydratationsgrad fällt mit steigender Frischbetontemperatur - läßt sich durch Variation des Exponenten c_1 einstellen (vergl. hierzu auch Abb. 4.11).

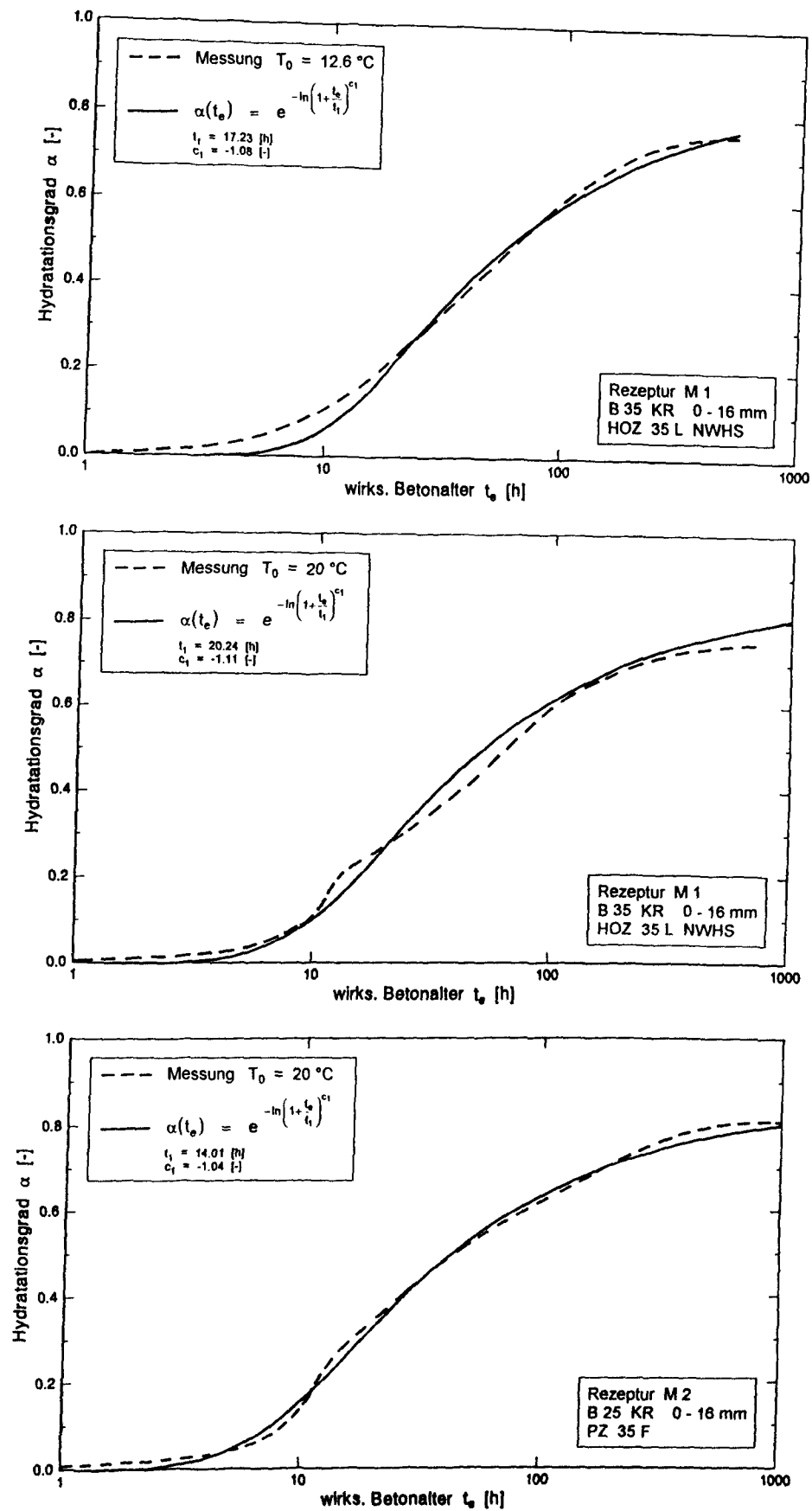


Abb. 4.12: Vergleich zwischen rechnerischem Verlauf des Hydratationsgrades und Versuchswerten aus adiabatischen Temperaturmessungen

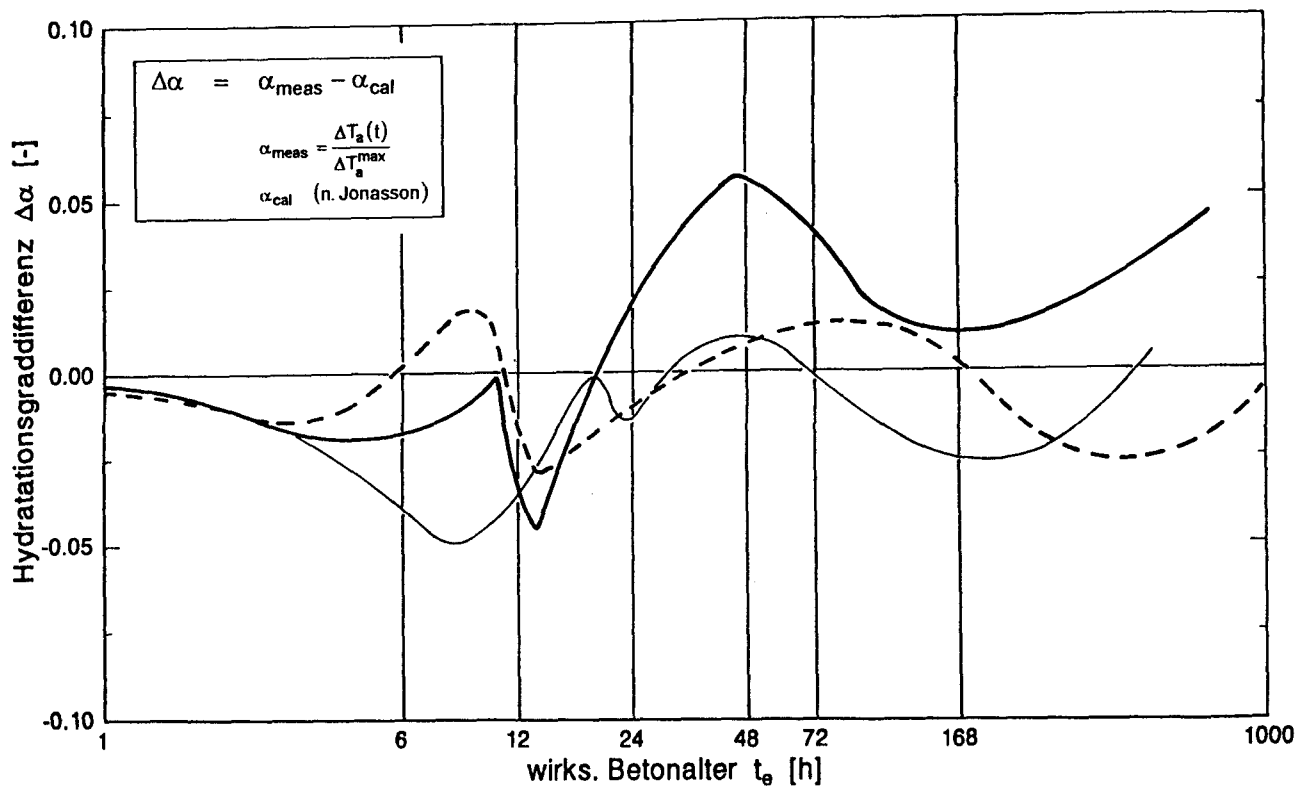


Abb. 4.13 a: Abweichungen zwischen rechnerischen Hydratationsgradverläufen und Versuchswerten aus adiabatischen Temperaturmessungen in absoluter Darstellung

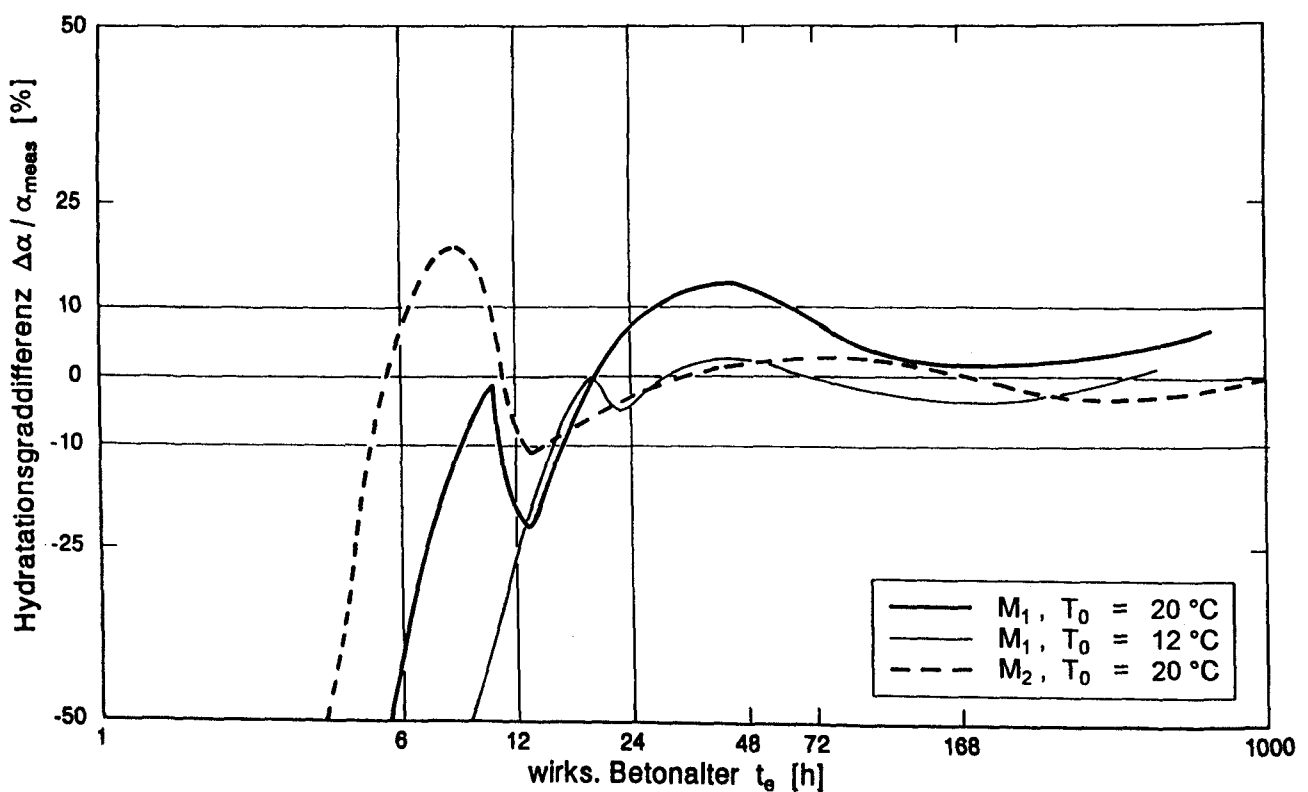


Abb. 4.13 b: Abweichungen zwischen rechnerischen Hydratationsgradverläufen und Versuchswerten aus adiabatischen Temperaturmessungen in prozentualer Darstellung

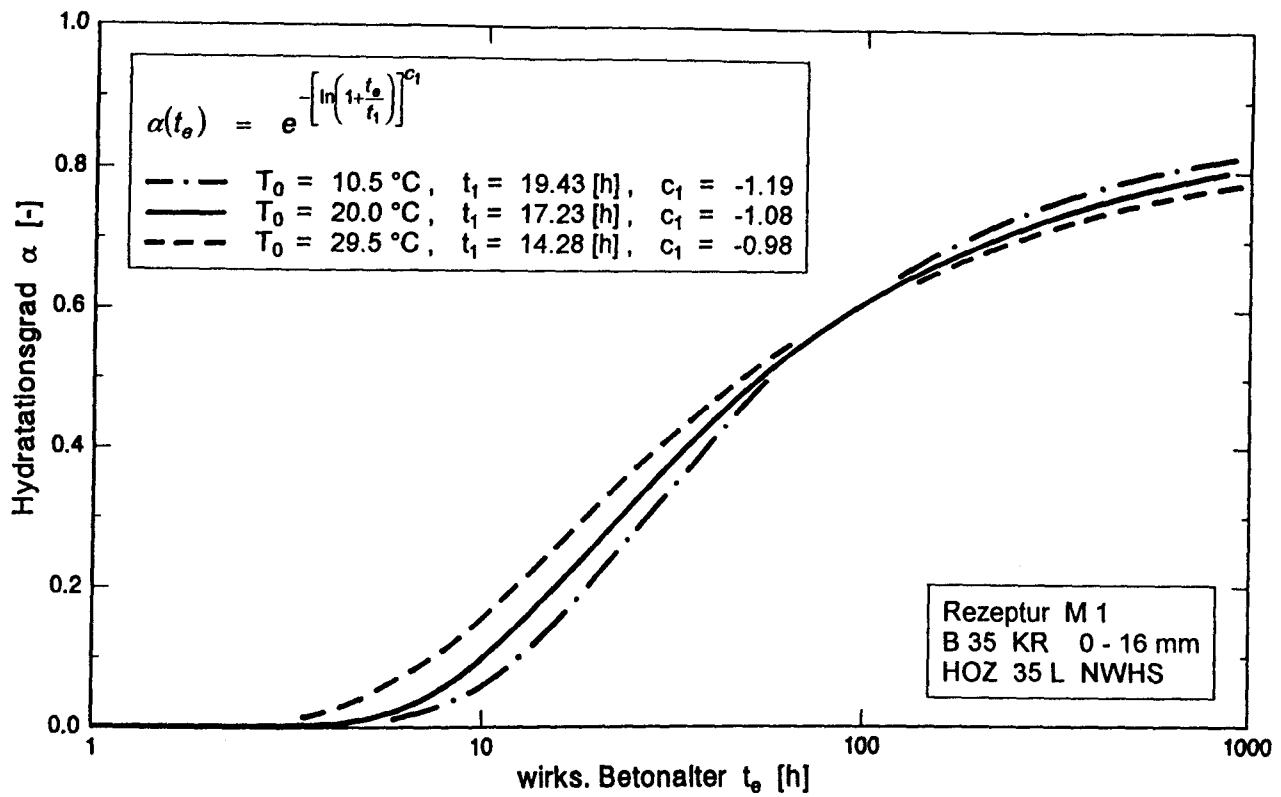


Abb. 4.14 a: Rechnerischer Verlauf des Hydratationsgrades in Abhängigkeit von der Frischbetontemperatur, Versuchsbeton M1

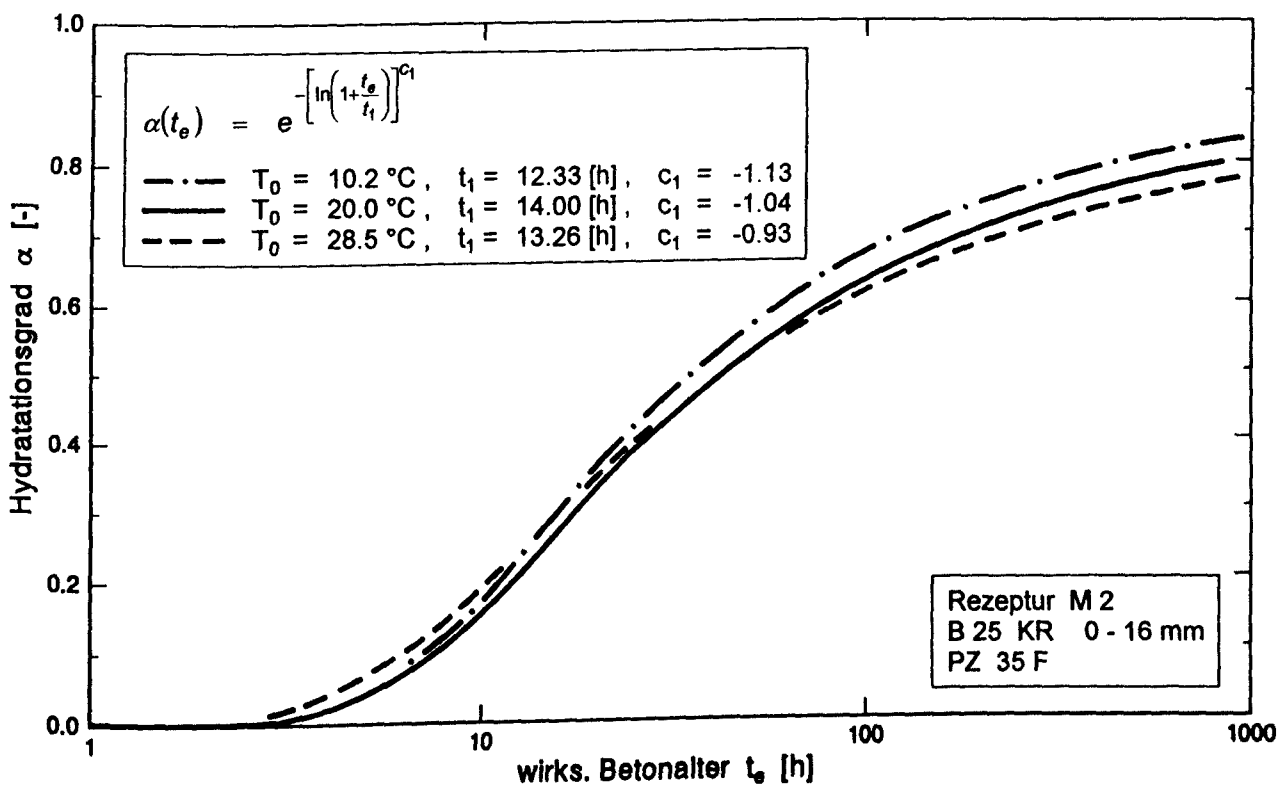


Abb. 4.14 b: Rechnerischer Verlauf des Hydratationsgrades in Abhängigkeit von der Frischbetontemperatur, Versuchsbeton M2

Weitere Anpassungen enthält die Tabelle 4.1. Hier sind die Parameter t_1 und c_1 für alle im Rahmen dieses Forschungsvorhabens verwendeten Betone aufgetragen.

Tabelle 4.1: Parameter t_1 und c_1 für die Betonrezepturen M1 bis M7

Betonrezeptur	Frischbetontemperatur	t_1	c_1
M 1	20 °C	17.23	-1.08
M 2	20 °C	14.00	-1.04
M 3	13 °C	15.18	-1.23
M 4	20 °C	11.06	-1.06
M 5	20 °C	30.41	-2.13
M 6	25 °C	19.42	-1.61
M 7	20 °C	18.90	-1.31

Vergleicht man die Ergebnisse in Tabelle 4.1 mit der Betonzusammensetzung Tabelle 3.1, so fällt auf, daß die Größe des Parameters t_1 in Zusammenhang mit der verwendeten Zementart und dem Zementgehalt steht. Bei Verwendung langsam erhärtender Zemente und geringem Zementgehalt steigt der Parameter t_1 stark an (M5 : $t_1 = 30.41$ h). Hingegen nimmt t_1 bei schnell erhärtenden Zementen und hohem Zementgehalt ab (M4 : $t_1 = 11.06$ h). Zementgehalt und Klinkerphasenzusammensetzung kennzeichnen i.w. den Hydratationsgradverlauf und lassen sich über die charakteristischen Werte t_1 und c_1 erfassen.

Beim Vergleich der Werte in Tabelle 4.1 ist zu berücksichtigen, daß nicht alle Messungen für eine Frischbetontemperatur von 20 °C durchgeführt wurden.

4.4 Einflüsse auf die Hydratationsgradiententwicklung

4.4.1 Einfluß der Klinkerphasenanteile

Bei einigen adiabatischen Temperaturmessungen wurden trotz Verwendung der gleichen Betonrezeptur und Frischbetontemperatur starke Abweichungen festgestellt. Abbildung 4.15 a zeigt ein solches Beispiel. Zunächst wurde eine Verstellung des adiabatischen Kalorimeters vermutet, bei einer anschließend durchgeführten Kalibrierung wurden jedoch keine Abweichungen im Regelkreis festgestellt. Die Ursache mußte somit in der Betonzusammensetzung zu suchen sein. Die Überprüfung der Lieferscheine und der Soll-Ist Werte für die Mischungsberechnung im Transportbetonwerk ergaben auch keine weiteren Hinweise auf größere Abweichungen.

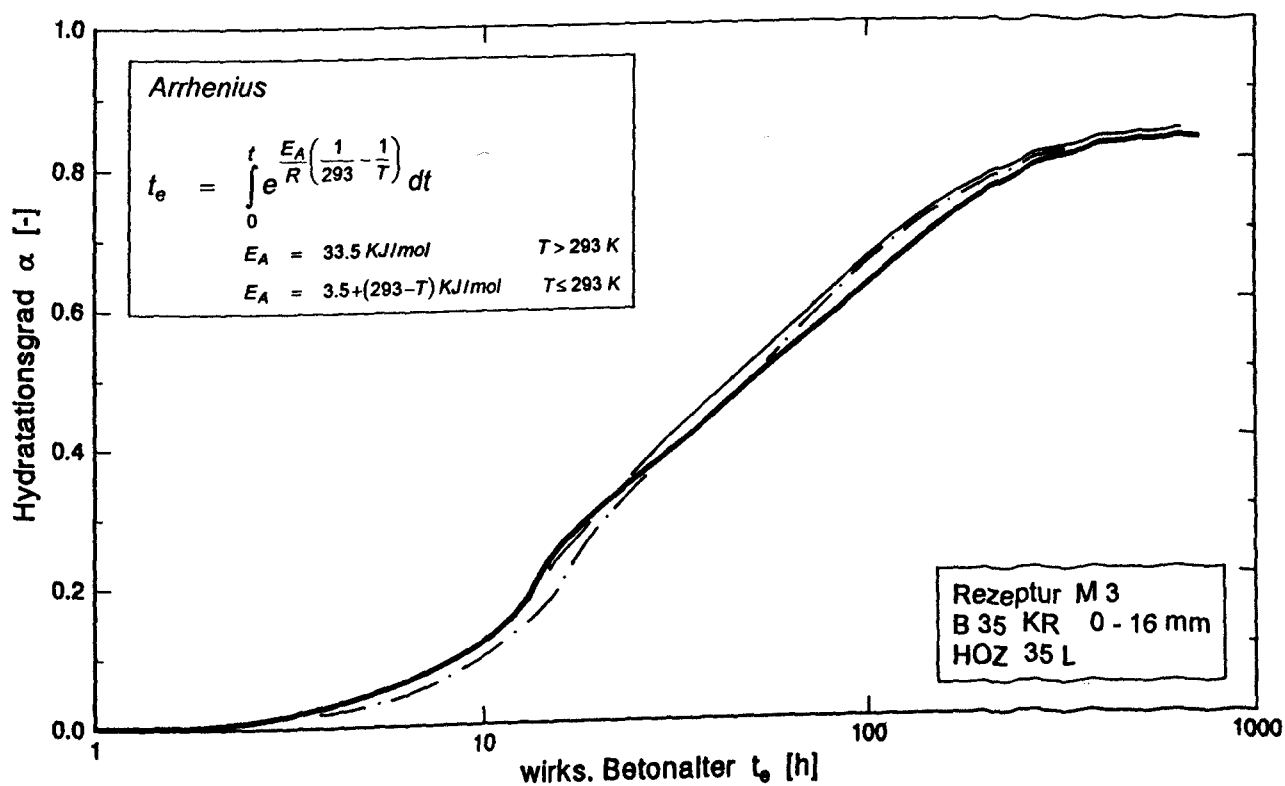
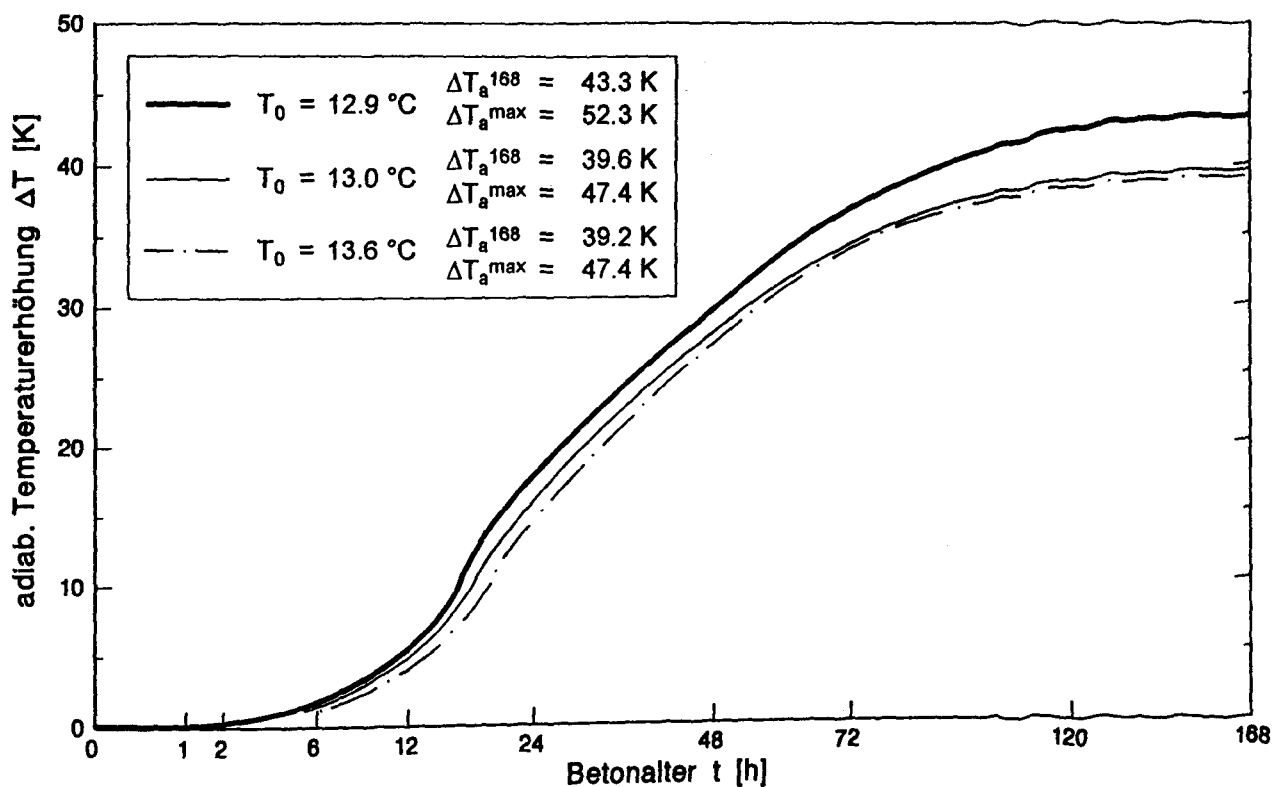


Abb. 4.15: Adiabatische Temperaturmessungen für die Betonrezeptur M3
 a) Einfluß unterschiedlicher Klinkerphasenanteile
 b) ermittelter Hydratationsgradverlauf nach Gl. (4.3)

Erst durch Überprüfung der Zementlieferungen an das Transportbetonwerk konnte die Ursache dafür gefunden werden. Für die Mischungen mit den Frischbetontemperaturen 13.0 °C und 13.6 °C wurde nach den Unterlagen des Transportbetonherstellers Zement aus der gleichen Lieferung verwendet. Der Zement für die Mischung mit der Frischbetontemperatur von 12.9 °C entstammt einer anderen Zementlieferung. Die Nachfrage beim Zementhersteller ergab, daß es sich bei beiden Lieferungen zwar um den gleichen Zement handelte, jedoch mit unterschiedlichen Herstellungsterminen. Die Analyse der Rückstellproben ergab, daß die Klinkerzusammensetzung beider Zementlieferungen z.T. erheblich voneinander abwichen. So errechnete sich für die eine Lieferung eine max. adiabatische Temperaturerhöhung von 47.5 K, für die andere Lieferung hingegen eine Erhöhung von 52.3 K; ein Unterschied von nahezu 5 K. Dieser Unterschied in der Zementzusammensetzung machte sich in den adiabatischen Temperaturmessungen deutlich bemerkbar (s. Abb. 4.15 a).

Auf der Basis der Analysen konnte eine verbesserte Hydratationsgradberechnung nach Gl. (4.3) durchgeführt werden (Abb. 4.15 b). Die erheblichen Abweichungen bei der Temperaturmessung in Abb. 4.15 a zeigen keine Auswirkungen auf den Hydratationsgradverlauf, legt man die tatsächlichen Klinkerphasenanteile zugrunde. Alle Linien stimmen nahezu überein.

Das Ergebnis zeigt, das produktionsbedingte Abweichungen nahezu keinen Einfluß auf den Hydratationsgradverlauf haben, sofern Zementart, Betonzusammensetzung und Frischbetontemperatur identisch sind. Für die Ermittlung der Wärmequellfunktion nach Gl. (2.4) bzw. (2.6) ist aber eine genaue Zementanalyse wegen der max. Wärmemenge Q_{ce}^{max} unerlässlich. Eine Berechnung mit statistischen Mittelwerten kann zu erheblichen Fehlern bei der Hydratationsgradberechnung führen.

4.4.2 Einfluß der Wärmekapazität

Ein Teil der adiabatischen Temperaturmessungen erfolgte in Verbindung mit weiteren Forschungsvorhaben oder im Rahmen von Untersuchungen für konkrete Bauvorhaben. So wurden im Vorfeld der dritten Ausbaustufe des Klärwerks Berlin-Ruhleben am iBMB Untersuchungen zum Werkstoffverhalten des jungen Betons durchgeführt [69], die teilweise in diesem Forschungsbericht übernommen wurden (Betonrezeptur M6). Im Rahmen eines Forschungsvorhabens am Institut für Baukonstruktionen an der TU Berlin [77] wurden diese Untersuchungen weitergeführt.

Ergänzend zu den Untersuchungen am iBMB [69] wurden für die Betonrezeptur M6 an der TU Berlin Messungen zur Wärmespeicherkapazität durchgeführt. Neben der Berechnung von Temperaturfeldern im Bauteil ist die Kenntnis der Wärmespeicherkapazität auch für die Bestimmung der Hydratationswärme im Kalorimeterversuch von großer Bedeutung.

In [69] wurde die Wärmespeicherkapazität zunächst als konstant angenommen und nach Gl. (2.16) ermittelt ($c_c = 1.14 \text{ kJ/kgK}$). Der daraus ermittelte Hydratationsgradverlauf ist in Abb. 4.16 als durchgezogene Linie dargestellt.

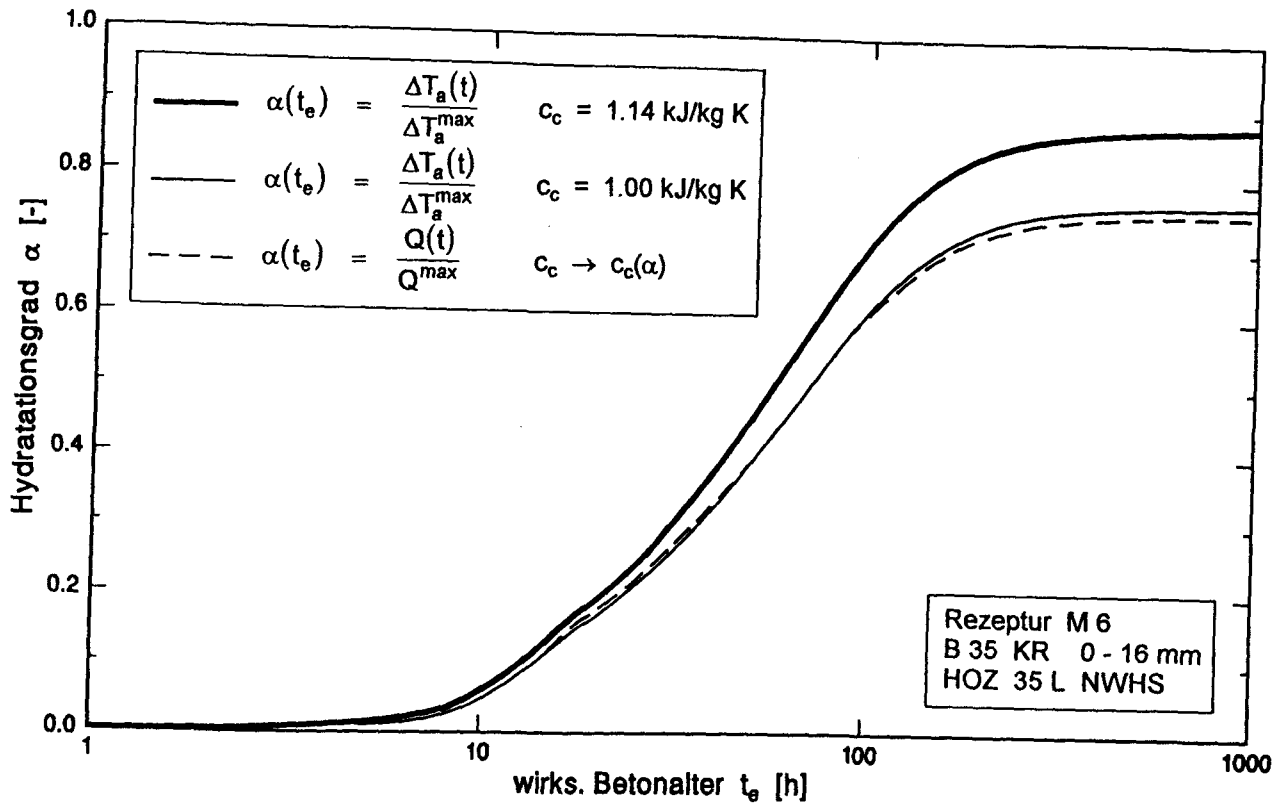


Abb. 4.16: Einfluß der Wärmespeicherkapazität auf den Hydratationsgradverlauf

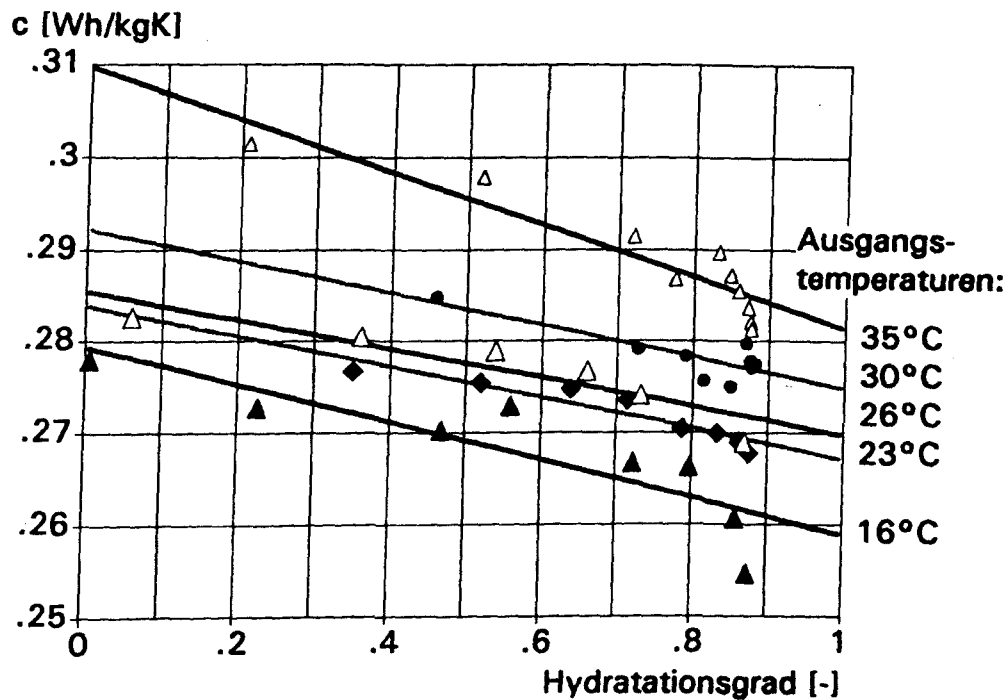


Abb. 4.17: Messung der Wärmespeicherkapazität in Abhängigkeit vom Hydratationsgrad und von der Frischbetontemperatur

Versuche zur Wärmekapazität des verwendeten Betons ergaben jedoch erhebliche Abweichungen gegenüber Gl. (2.16). Abbildung 4.17 zeigt das Ergebnis dieser Untersuchungen [77]. Für die Wärmekapazität des Betons wurde eine deutliche Abhängigkeit von der Frischbetontemperatur festgestellt. Die Meßergebnisse ergeben in etwa einen linearen Verlauf der Speicherkapazität als Funktion des Hydratationsgrades, die unterschiedliche Ausgangstemperatur verursacht eine Parallelverschiebung. Die Speicherkapazität sinkt mit steigendem Hydratationsgrad, was nach [62] auf das Einbinden des Wassers im Laufe der chem. Reaktion zurückzuführen ist. Der Unterschied zwischen Anfangs- und Endwärmespeicherkapazität ist allerdings erheblich geringer als die von Reinhardt [62] in Gl. (2.15) angegebenen 25 %.

In Abb. 4.16 ist der Einfluß der Wärmespeicherkapazität auf den Hydratationsgradverlauf ersichtlich. Aus Abb. 4.17 wurde für eine Frischbetontemperatur von 25 °C eine mittlere Wärmespeicherkapazität von 1.00 kJ/kgK ermittelt. Nach Gl. (2.16) errechnet sich dagegen ein Wert von 1.14 kJ/kgK. Ebenfalls dargestellt ist der Hydratationsgradverlauf unter Annahme einer veränderlichen Wärmespeicherkapazität nach Abb. 4.17 (gestrichelte Linie).

Der Vergleich zeigt, daß der Ansatz der Wärmespeicherkapazität einen erheblichen Einfluß auf den Hydratationsgradverlauf nehmen kann. Während die Annahme einer linear veränderlichen Speicherkapazität nur zu graduellen Unterschieden im Hydratationsgradverlauf führt, ist die Kenntnis des tatsächlichen Mittelwertes für die Genauigkeit einer adiabatischen Messung von großer Bedeutung. Die Unterschiede können, wie das Ergebnis in Abb. 4.16 zeigt, über 10 % ausmachen.

Daraus läßt sich die Konsequenz ableiten, daß die Messung der Wärmespeicherkapazität des erhärtenden Betons für eine adiabatische Temperaturmessung unerlässlich ist. Wird bei der Ermittlung des Hydratationsgrades die Wärmespeicherkapazität als Funktion dieses Hydratationsgrades betrachtet, ist eine einfache Berechnung nach Gl. (4.3), also eine direkte Ableitung aus der gemessenen Temperaturerhöhung, nicht möglich. Hierfür muß auf die Ausgangsgleichung, Gl. (2.1), zurückgegriffen werden.

4.5 Festigkeits- und Steifigkeitsentwicklung des jungen Betons

4.5.1 Zugfestigkeitsentwicklung

Da die Zugfestigkeit zur Beurteilung der Rißgefahr eines Bauteils als die maßgebende mechanische Eigenschaft zu betrachten ist, wird im Gegensatz zu der üblichen Darstellung in der Literatur, zunächst die Zugfestigkeitsentwicklung des jungen Betons untersucht. Die Untersuchung der Druckfestigkeit erfolgt im einem späteren Kapitel.

4.5.1.1 Altersabhängige Darstellung

In den meisten Veröffentlichungen zur Temperaturspannungsberechnung im jungen Betonalter wird eine altersbezogene Darstellung der mechanischen Eigenschaften gewählt [24,29,32,46]. Daher werden auch die Versuchsergebnisse für die Zugfestigkeit des jungen Betons zunächst in Abhängigkeit vom Betonalter betrachtet.

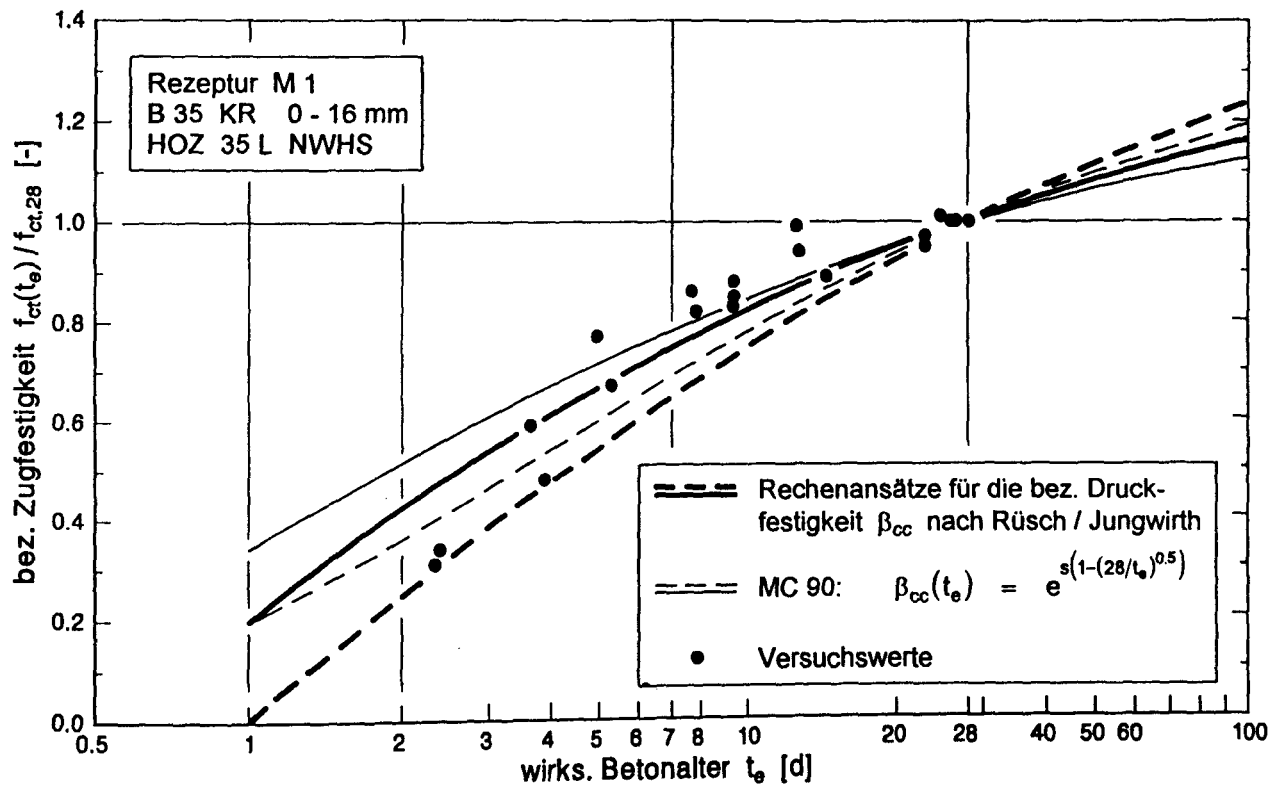


Abb. 4.18 a: Bezogene Zugfestigkeit in Abhängigkeit vom wirksamen Betonalter für den Versuchsбетon M1, Vergleich von Versuch und Rechenansatz

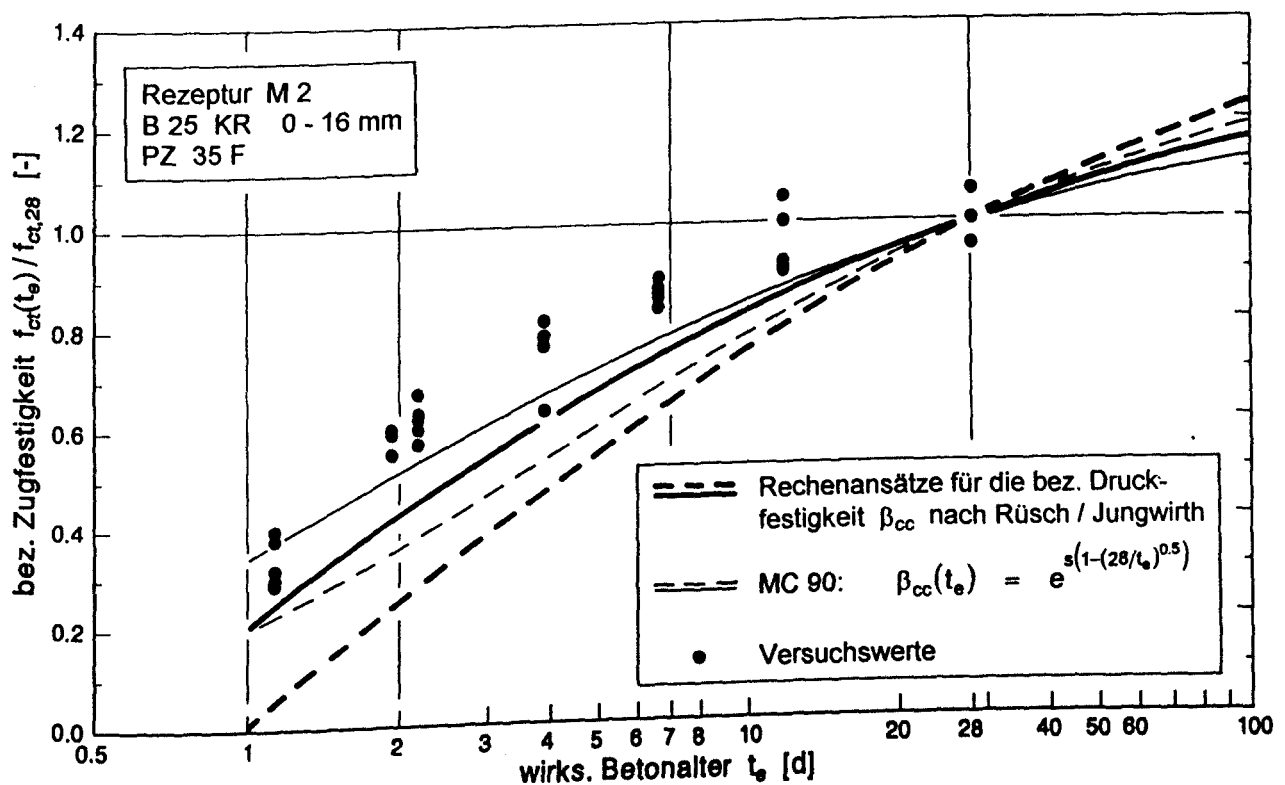


Abb. 4.18 b: Bezogene Zugfestigkeit in Abhängigkeit vom wirksamen Betonalter für den Versuchsбетon M2, Vergleich von Versuch und Rechenansatz

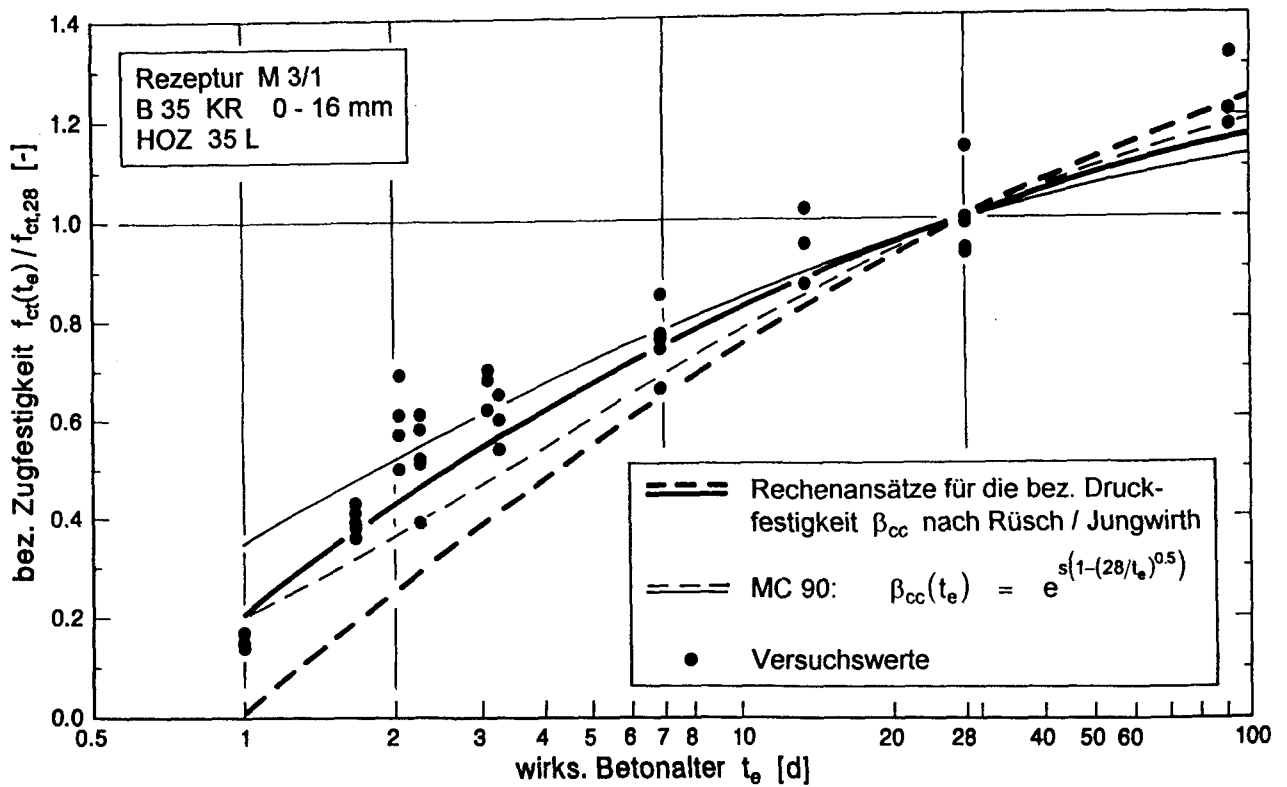


Abb. 4.18 c: Bezogene Zugfestigkeit in Abhängigkeit vom wirksamen Betonalter für den Versuchs beton M3 - Mischung 1, Vergleich von Versuch und Rechenansatz

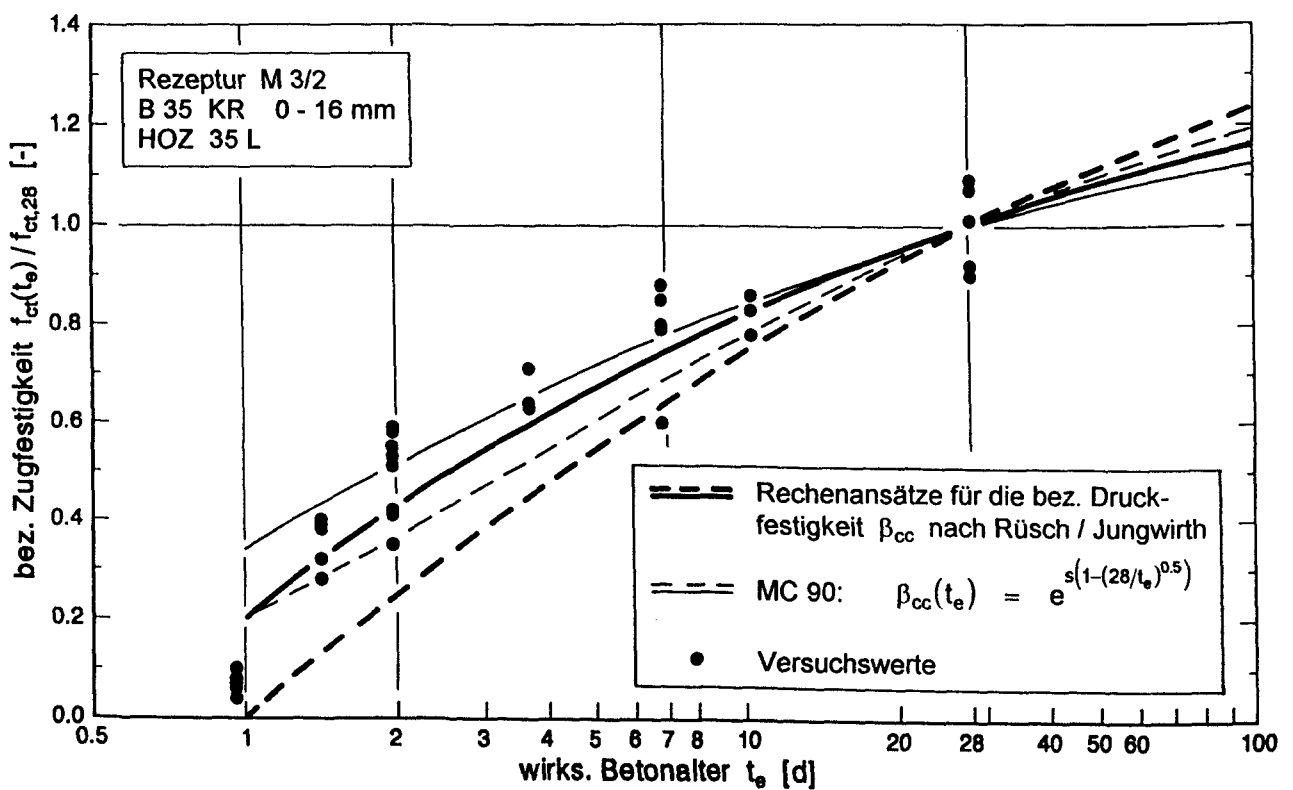


Abb. 4.18 d: Bezogene Zugfestigkeit in Abhängigkeit vom wirksamen Betonalter für den Versuchs beton M3 - Mischung 2, Vergleich von Versuch und Rechenansatz

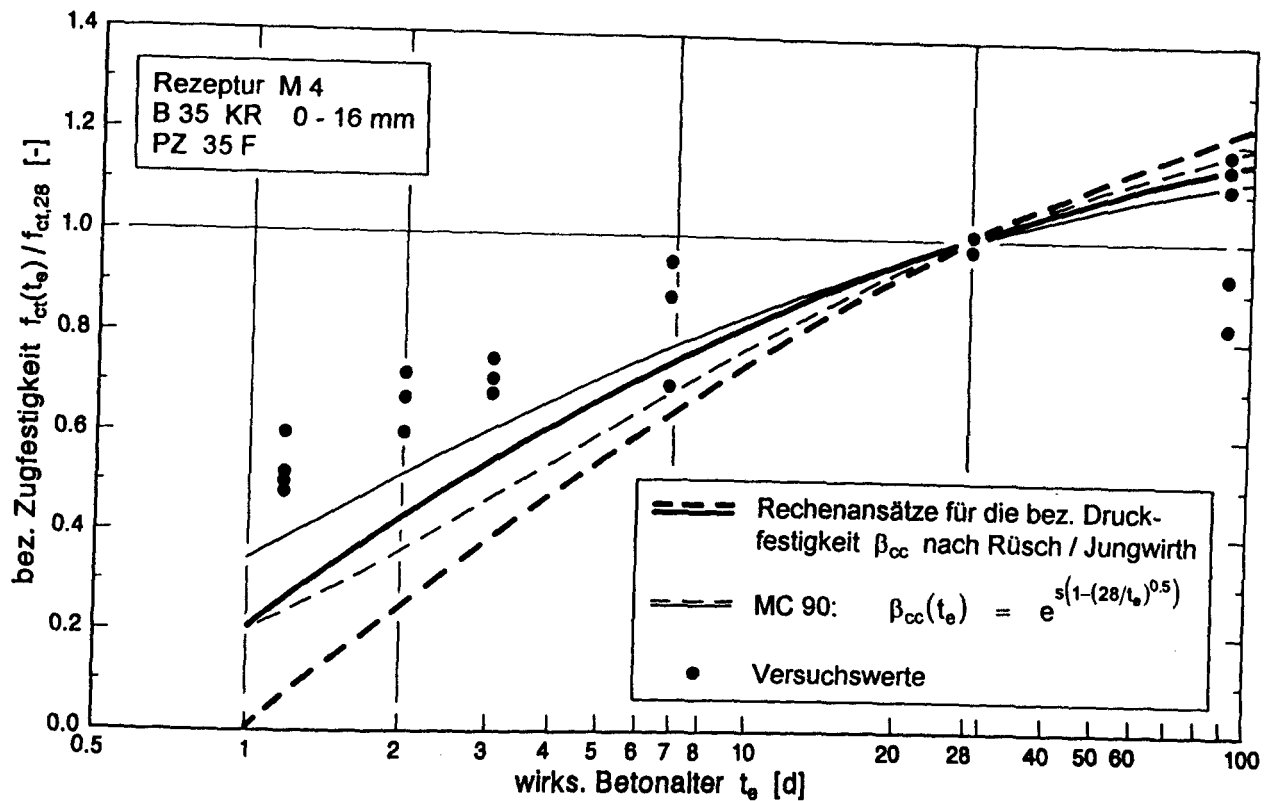


Abb. 4.18 e: Bezogene Zugfestigkeit in Abhängigkeit vom wirksamen Betonalter für den Versuchs beton M4, Vergleich von Versuch und Rechenansatz

Wie in Abschnitt 3.5.1 dargelegt, wurden für die Untersuchung der Festigkeitsentwicklung nahezu ausschließlich geschaltete oder gebohrte Zylinderproben eingesetzt, um eine Mischungsstreuung auszuschließen. Aufgrund der unterschiedlichen Lagerungsbedingungen der Prüfkörper - es wurden sowohl Prüfkörper unter isothermer Lagerung bei 20 °C als auch unter Bauteiltemperaturbedingungen untersucht - mußten die temperaturgelagerten Prüfkörper mit Hilfe der Reifefunktion nach Arrhenius/Freiesleben, Gl. (2.12), auf das wirksame Betonalter umgerechnet werden.

In den Abbn. 4.18 a bis d ist die Zugfestigkeitsentwicklung der Betone M1 bis M4 in Abhängigkeit vom wirksamen Betonalter aufgetragen. Dabei wurden die ermittelten Zugfestigkeitswerte auf die jeweilige Zugfestigkeit nach 28 Tagen bezogen. Zum Vergleich der Festigkeitsentwicklung sind die Altersfunktionen nach Rüschi/Jungwirth [72] aus Abb. 2.4 und nach MC 90 [20], gemäß Gl. (2.20) dargestellt. Beide Funktionen gelten entsprechend den Ausführungen in Abschnitt 2.5 strenggenommen nur für die Druckfestigkeitsentwicklung.

Berücksichtigt man, daß die jeweils untere Linie (gestrichelt) der Festigkeitsentwicklung für langsam erhärtende Zemente (z.B. HOZ, PZ 25) und die obere Linie (durchgezogene) für normal bzw. schnell erhärtende Zemente (z.B. PZ 35 F, PZ 45 F) gilt, so wird deutlich, daß die Rechenansätze aus Abb. 2.4 nicht in der Lage sind, die Zugfestigkeitsentwicklung des jungen Betons adäquat zu beschreiben. Nach den vorliegenden Versuchsergebnissen wird die Zugfestigkeitsentwicklung von diesen Ansätzen erheblich unterschätzt. Die Zugfestigkeit entwickelt sich sehr viel rascher als die Druckfestigkeit. Dieses Ergebnis deckt sich mit anderen Beobachtungen in der Literatur.

Die unterschiedliche Darstellung der Versuchswerte für den Beton M3 in Abb. 4.18 c und d kennzeichnet zwei verschiedene Mischungen. Trotz unterschiedlicher Festigkeitswerte (vergl. hierzu Abb. 4.19 c und d), ist die bezogene Festigkeitsentwicklung nahezu deckungsgleich, d.h. Differenzen in der charakteristischen Festigkeit, die i.w. auf Unterschiede im Wasserzementwert zurückzuführen sind, beeinflussen das altersabhängige Verhalten nicht.

Auch eine gesonderte Ansatzfunktion für die Zugfestigkeit der Form:

$$\beta_{ct}(t_e) = \beta_{cc}(t_e)^{2/3} \quad (4.5)$$

in Anlehnung an die Ausführungen in Gl. (2.28) befriedigt die Versuchsergebnisse nicht. Zwar lässt sich damit die Zugfestigkeitsentwicklung im höheren Alter in etwa approximieren, im sehr jungen Betonalter wird die Zugfestigkeit aber erheblich überschätzt.

In [66] wird eine weitere Formulierung der altersabhängigen Festigkeitsentwicklung angegeben, die ähnlich wie Gl. (2.20) auf einem Exponentialansatz basiert, jedoch andere Parameter verwendet. Diese Funktion zeigt eine erheblich bessere Anpassung an die Versuchswerte. Für eine ausführliche Darstellung wird auf den Forschungsbericht [66] verwiesen.

Einen entscheidenden Nachteil der altersabhängigen Darstellung stellt die Temperaturabhängigkeit der Festigkeitsentwicklung dar. Sie lässt sich nur mühsam mittels einer Transformation auf das wirksame Betonalter kompensieren. Aber auch dann zeigen die Festigkeitsentwicklungen verschiedener Betone i.d.R. noch keinen einheitlichen Verlauf. Inwiefern eine hydrationsgradabhängige Formulierung hier Verbesserungen bringt, soll im nachfolgenden Abschnitt gezeigt werden.

4.5.1.2 Hydrationsgradabhängige Formulierung

In [68] wurde erstmalig für eine Betonrezeptur ein linearer Ansatz für die einaxiale Zugfestigkeit in Abhängigkeit vom Hydrationsgrad (vergl. Abb. 2.8) entwickelt:

$$\frac{f_{ct}(\alpha)}{f_{ct}(\alpha = 1)} = (a_z + 1) \cdot \alpha - a_z \quad (2.31)$$

Der Gültigkeitsbereich für α wurde zwischen 0.17 und 1.0 abgesteckt, wobei die untere Schranke, wie in Abschnitt 2.5.3.2 geschildert, das Ende der Ruhephase der Erhärtung kennzeichnet. Ab diesem Zeitpunkt, der hier mit α_0 bezeichnet werden soll, werden erste Festkörpereigenschaften wirksam. Der Abszissenwert in Abb. 2.8, $\alpha_0 = 0.17$, wurde für den in [68] verwendeten Versuchsbeton ermittelt und ist betonspezifisch zu betrachten.

Durch Umformung der Gl. (2.31) mit Hilfe des Nulldurchgangs α_0 lässt sich der physikalisch bedeutungslose Parameter a_z eliminieren:

$$\hat{f}_{ct} = \frac{f_{ct}(\alpha)}{f_{ct}(\alpha = 1)} = \frac{\alpha - \alpha_0}{1 - \alpha_0} \quad (4.6)$$

Als frei variierbare Parameter in der Gl. (4.6) verbleiben die beiden physikalischen Größen $f_{ct}(\alpha=1)$ und α_0 . Die Endzugfestigkeit $f_{ct}(\alpha=1)$ läßt sich durch Extrapolation der Versuchswerte ermitteln und ist lediglich als theoretischer Wert für $t_e = \infty$ zu betrachten. Praktisch wird diese Festigkeit nie erreicht.

Das sich dieser Ansatz, Gl. (4.6), auch auf andere Betone anwenden läßt, zeigen die Abb. 4.19 a bis 4.19 h. Die im Versuch ermittelten altersabhängigen Festigkeitswerte der Betone M1 bis M7 wurden in Abhängigkeit vom Hydratationsgrad aufgetragen. Dazu wurde zunächst für jeden Festigkeitswert entsprechend den Erhärtungsbedingungen das wirk-same Betonalter bestimmt und dann mit Hilfe der Gl. (4.4) der zugehörige Hydratationsgrad ermittelt.

Die für isotherme Erhärtungsbedingungen ermittelten Festigkeitswerte sind in Abb. 4.19 als offene Kreise dargestellt. Die Parameter $f_{ct}(\alpha=1)$ und α_0 wurden durch lineare Regression ermittelt. Alle Festigkeitswerte wurden auf den jeweiligen Endwert $f_{ct}(\alpha=1)$ bezogen.

Aus den Zugfestigkeitsuntersuchungen in Abb. 4.19 a bis 4.19 h lassen sich folgende Ergebnisse ableiten:

- Für alle untersuchten Betone ergibt sich ein linearer Zusammenhang zwischen der zentrischen Zugfestigkeit und dem Hydratationsgrad. Die Abweichungen von der Geraden sind gering und liegen im Rahmen der üblichen Mischung- und Prüfstreuung. Die Streuung wächst mit zunehmendem Hydratationsgrad bzw. Betonalter.
- Die Größe der *dormant phase*, gekennzeichnet durch den Wert α_0 , ist abhängig von der Betonrezeptur. Für Betone mit einem langsam erhärtenden Zement (HOZ bzw. HOZ NWHS) ergeben sich höhere Werte für α_0 , für Betone mit normal oder schnell erhärtenden Zement (PZ) niedrige Werte für α_0 . Festkörpereigenschaften werden bei Verwendung langsam erhärtender Zemente erst bei höheren Hydratationsgraden wirksam. Eine Ausnahme bildet hier die Rezeptur M5. Dies mag damit zusammenhängen, daß bei dieser Rezeptur ein hoher Anteil von Flugasche verwendet wurde, der die Festigkeitsentwicklung in irgendeiner Form beeinflusst. Weiterhin können die fehlenden Festigkeitswerte im sehr jungen Betonalter das Ergebnis beeinflussen.
- Die *dormant phase* ist betonspezifisch, jedoch unabhängig von der Höhe der Betonfestigkeit. In den Abb. 4.19 c und d sind die Zugfestigkeitswerte des Versuchsbetons M3 aus zwei unterschiedlichen Mischungen einander gegenübergestellt. Trotz der höheren Festigkeit der Mischung 1 gegenüber der Mischung 2, die vermutlich auf einen Unterschied im Wasserzementwert zurückzuführen ist, bleibt die Größe der *dormant phase* unbeeinflusst.
- Die Betonierrichtung hat einen wesentlichen Einfluß auf die Höhe der Zugfestigkeit wie die Versuchswerte der Betonrezeptur M6 zeigen. Senkrecht zur Betonierrichtung gezogene Prüfkörper (horizontaler Prüfrahmen) zeigen höhere Festigkeiten als Prüfkörper, die in Betonierrichtung beansprucht werden (Zylinderproben). Der Einfluß der Betonierrichtung auf die Zugfestigkeit wurde bereits in einem anderen Forschungsvorhaben am iMBB [66] registriert und quantifiziert. Die Größe der *dormant phase* scheint davon unbeeinflusst.

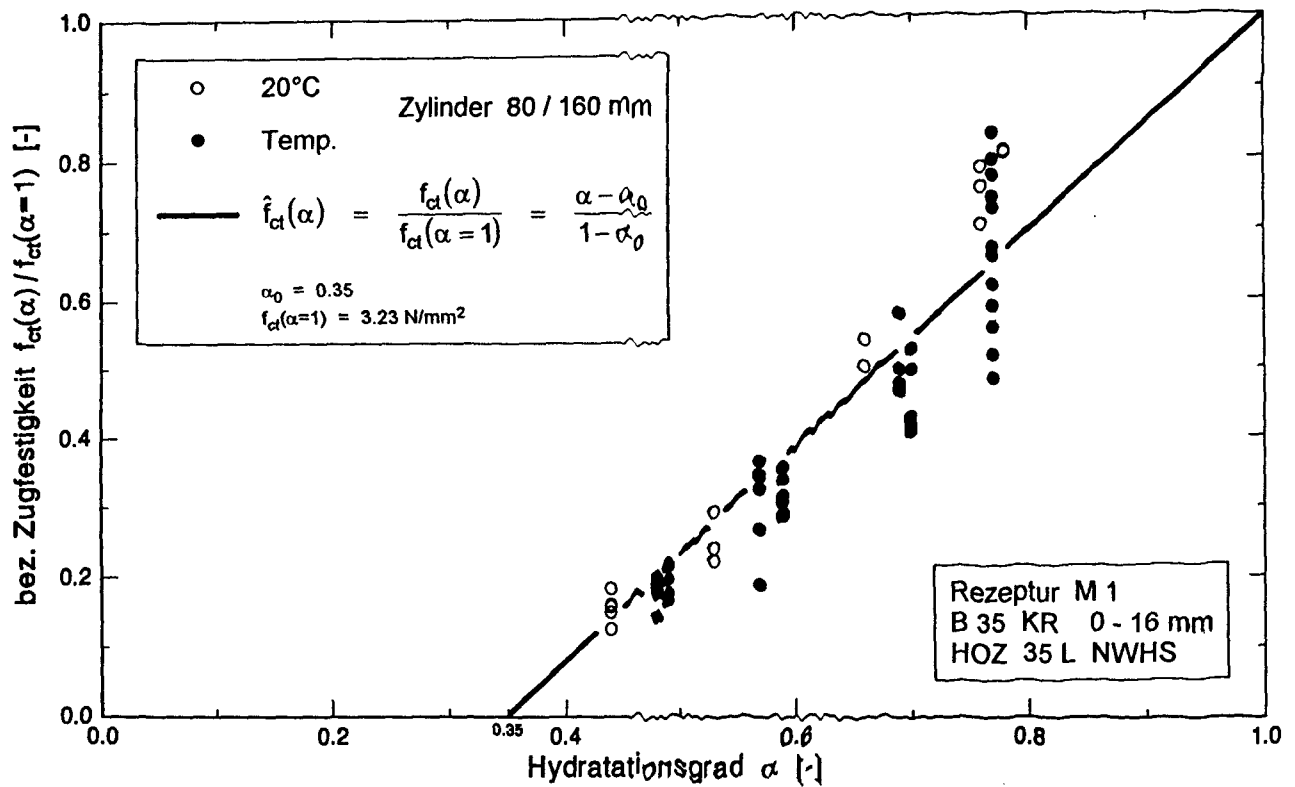


Abb. 4.19 a: Relative Zugfestigkeit in Abhängigkeit vom Hydratationsgrad für den Versuchsbeton M1, Versuch und rechnerischer Ansatz

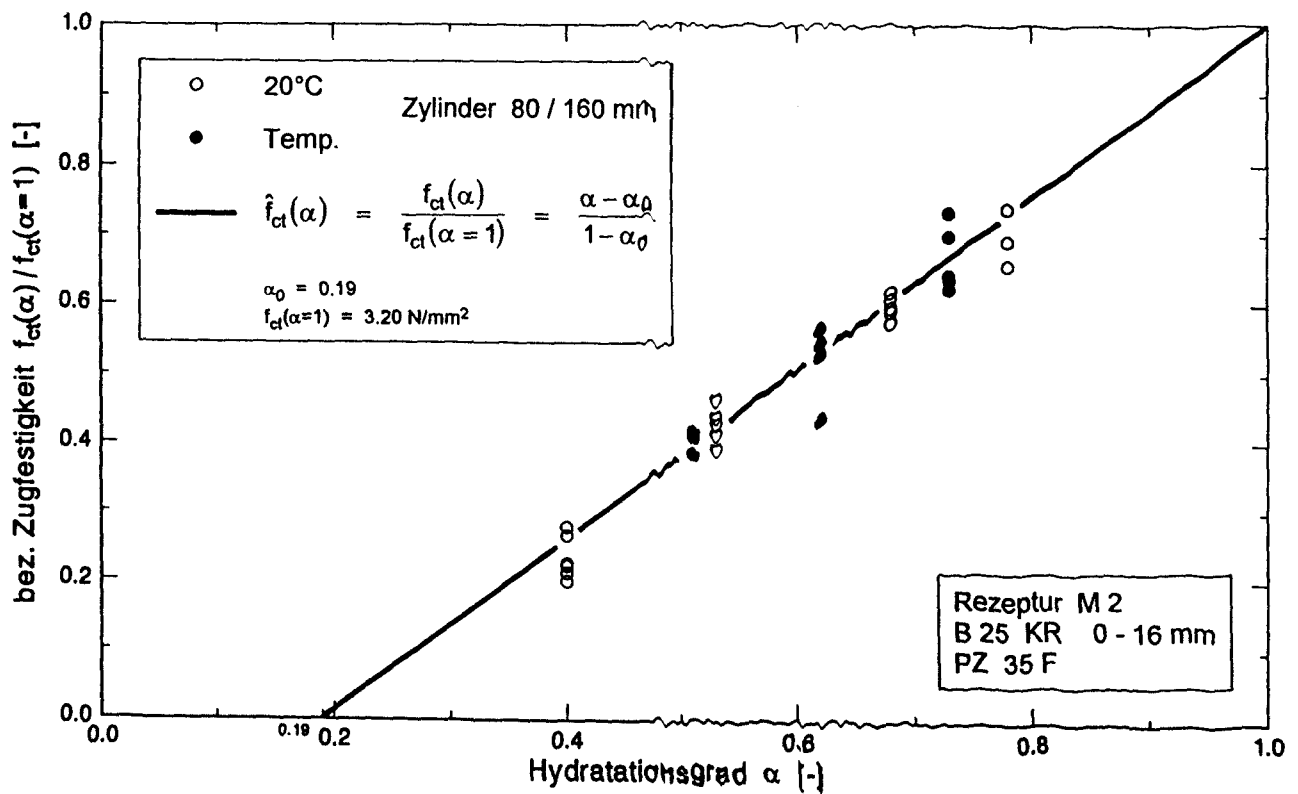


Abb. 4.19 b: Relative Zugfestigkeit in Abhängigkeit vom Hydratationsgrad für den Versuchsbeton M2, Versuch und rechnerischer Ansatz

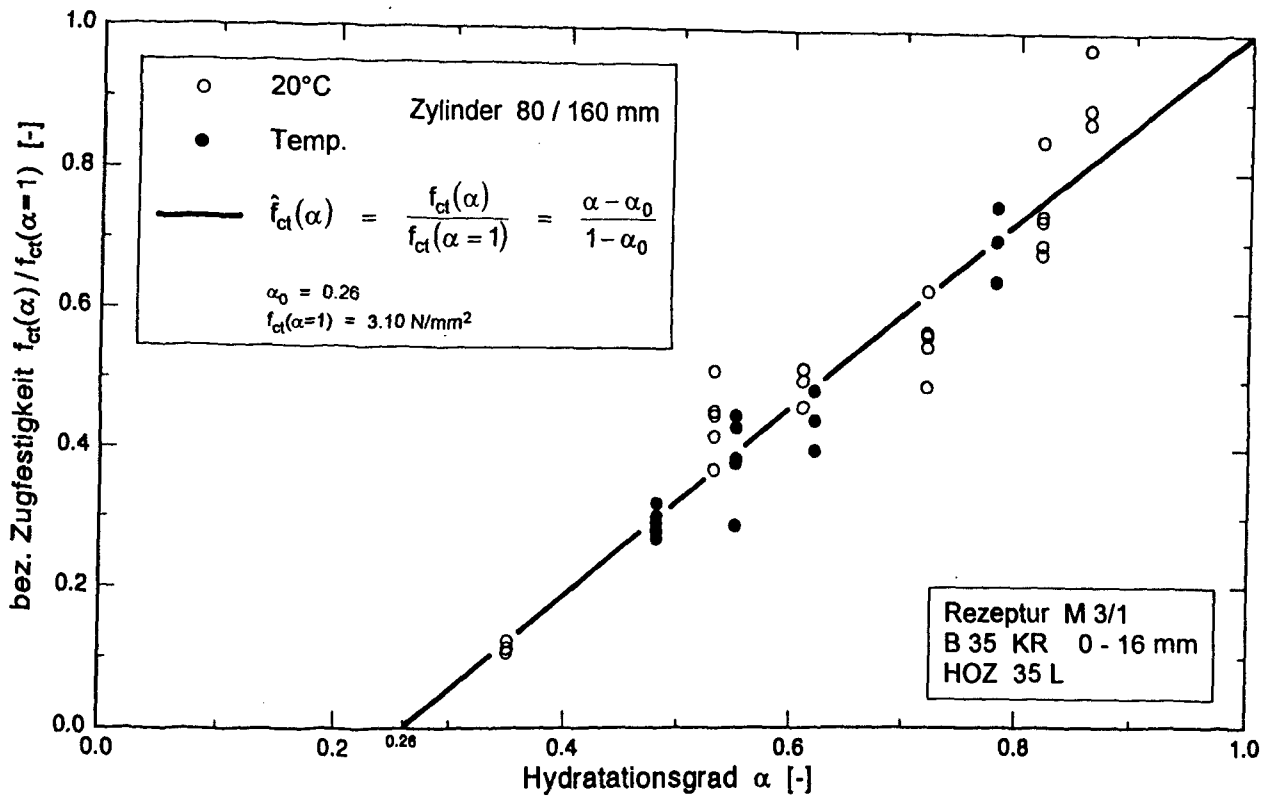


Abb. 4.19 c: Relative Zugfestigkeit in Abhängigkeit vom Hydratationsgrad für den Versuchs beton M3 - Mischung 1, Versuch und rechnerischer Ansatz

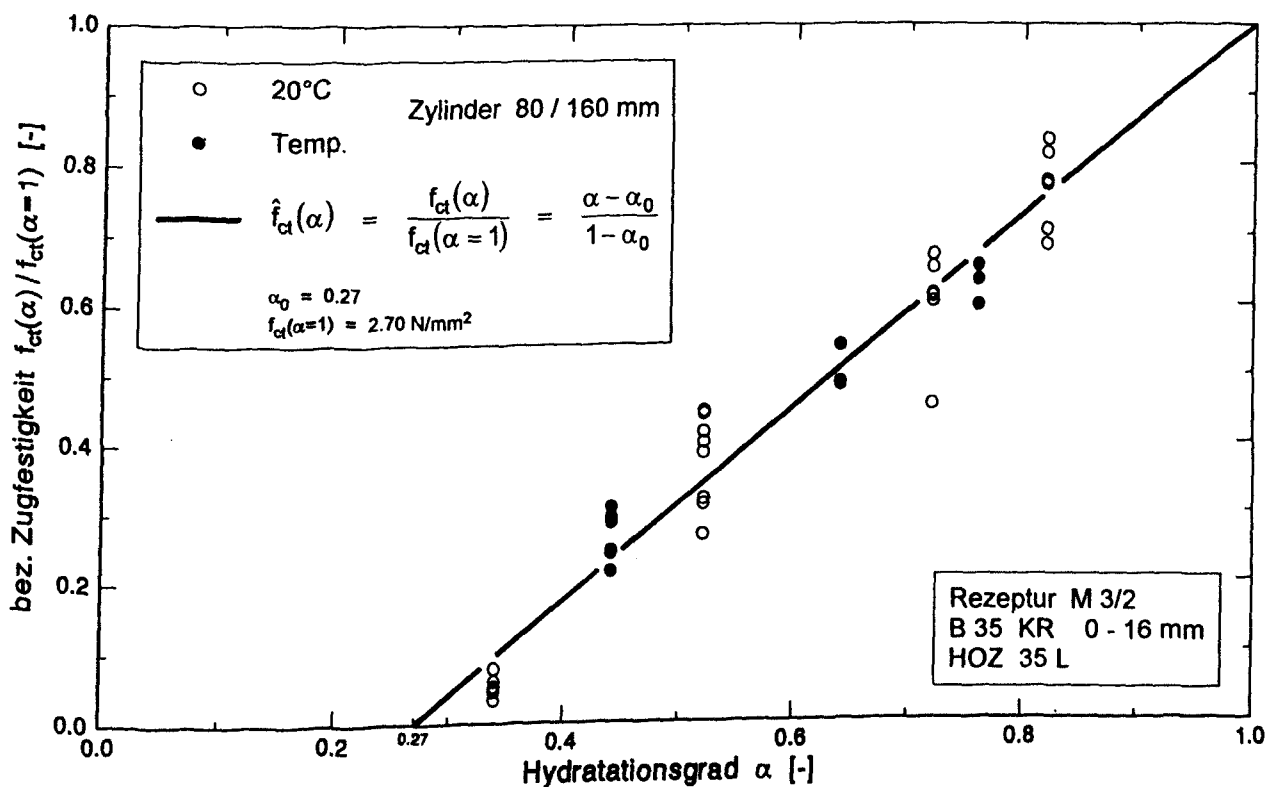


Abb. 4.19 d: Relative Zugfestigkeit in Abhängigkeit vom Hydratationsgrad für den Versuchs beton M3 - Mischung 2, Versuch und rechnerischer Ansatz

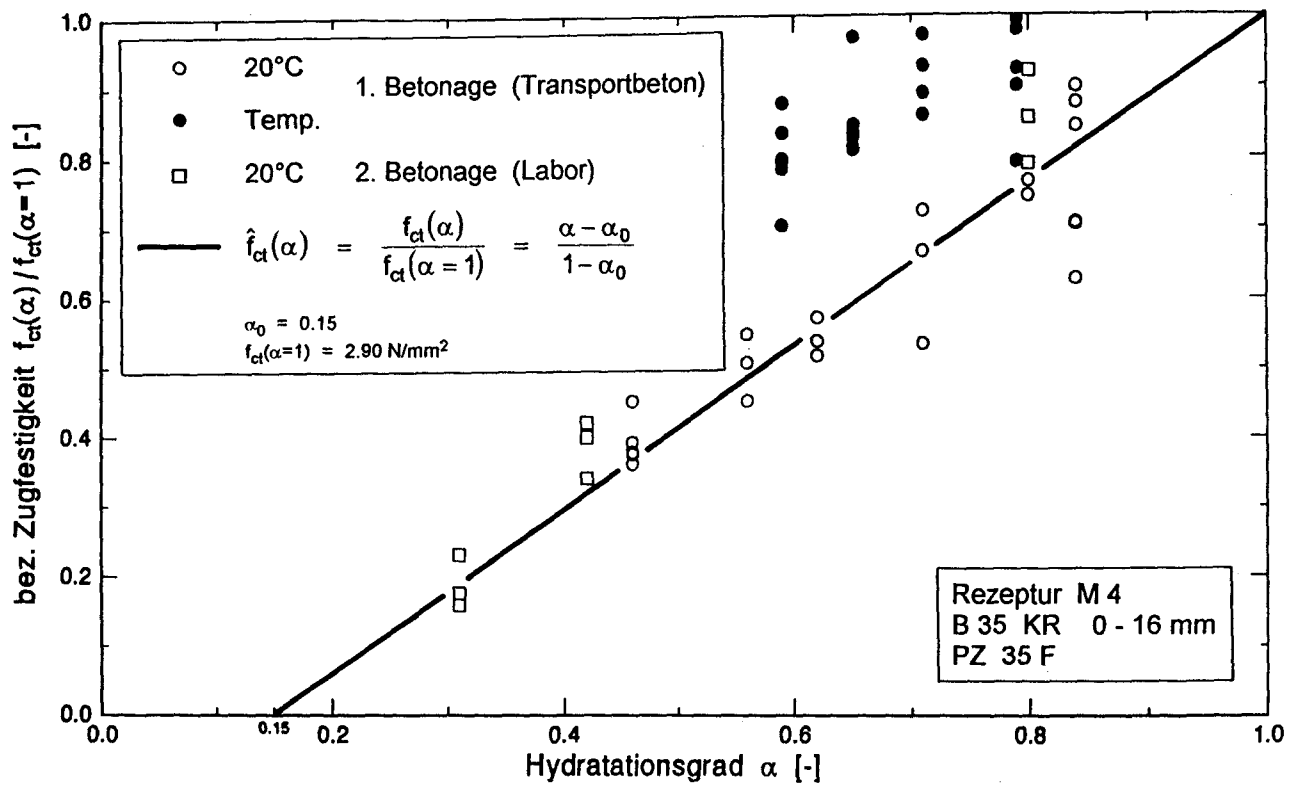


Abb. 4.19 e: Relative Zugfestigkeit in Abhängigkeit vom Hydratationsgrad für den Versuchsbeton M4, Versuch und rechnerischer Ansatz

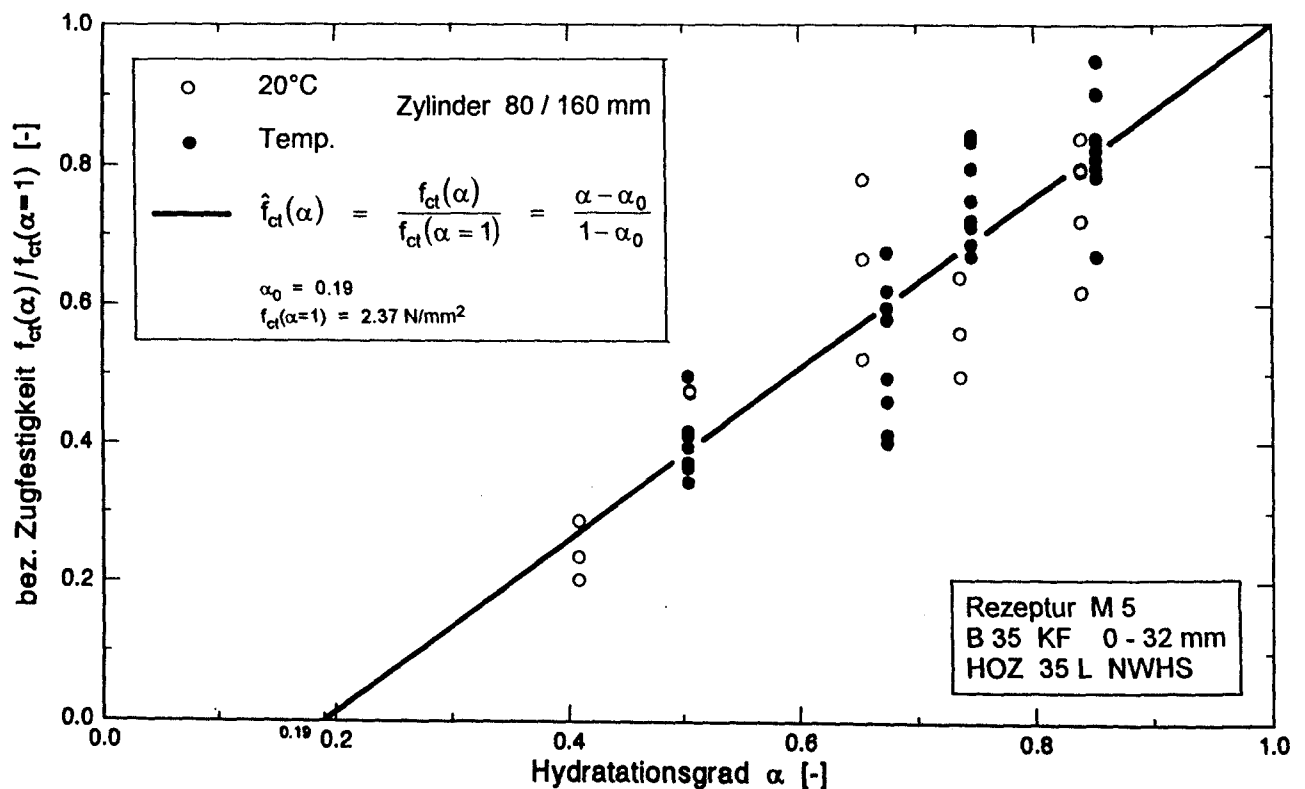


Abb. 4.19 f: Relative Zugfestigkeit in Abhängigkeit vom Hydratationsgrad für den Versuchsbeton M5, Versuch und rechnerischer Ansatz

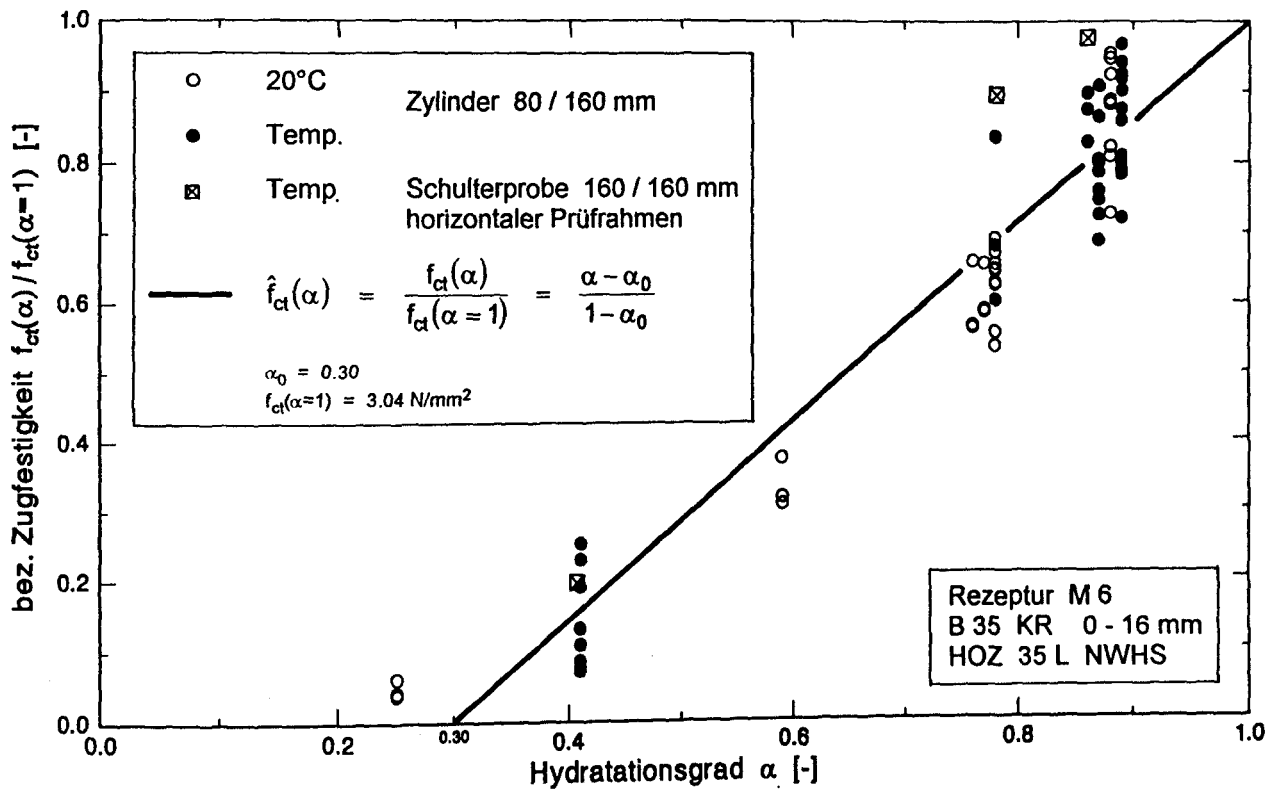


Abb. 4.19 g: Relative Zugfestigkeit in Abhängigkeit vom Hydratationsgrad für den Versuchsbeeton M6, Versuch und rechnerischer Ansatz

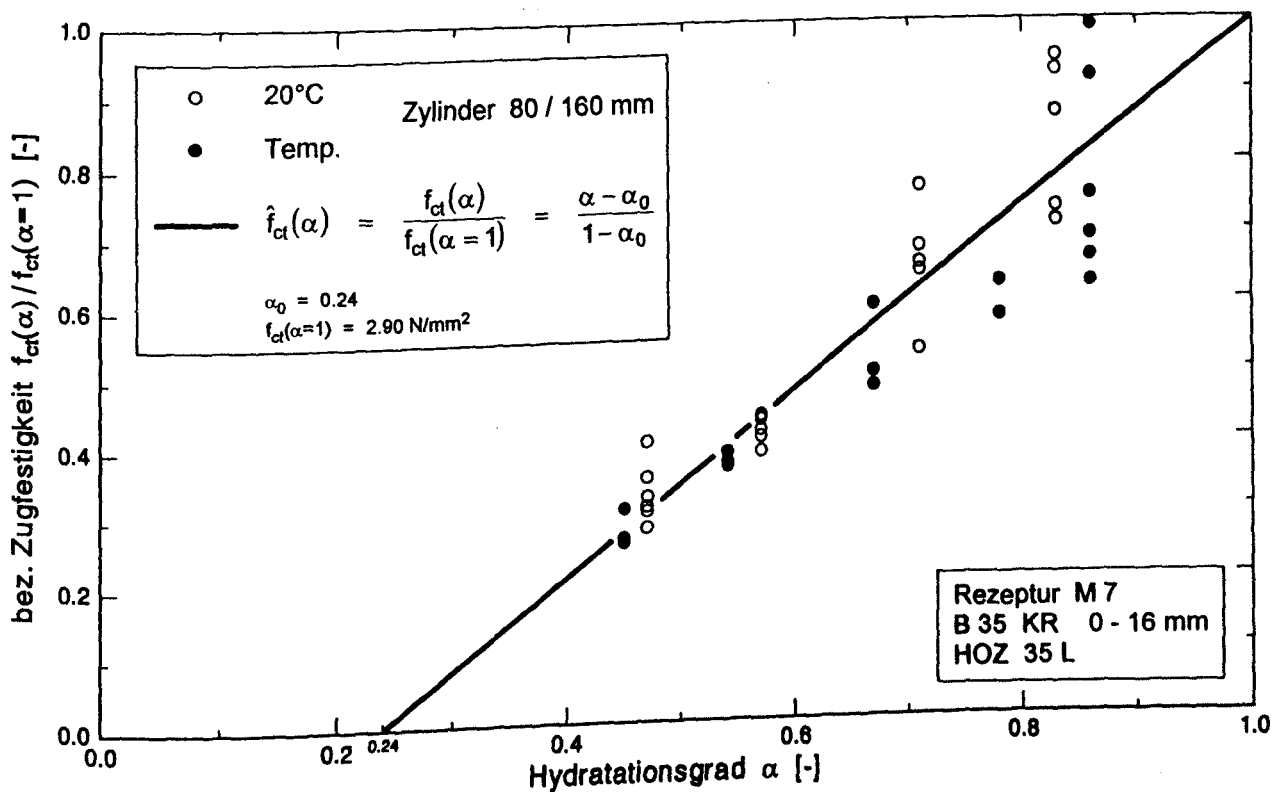


Abb. 4.19 h: Relative Zugfestigkeit in Abhängigkeit vom Hydratationsgrad für den Versuchsbeeton M7, Versuch und rechnerischer Ansatz

4.5.1.3 Überprüfung der verwendeten Reifefunktion

Der Vergleich der Festigkeitswerte aus unterschiedlichen Erhärtingsbedingungen in den Abb. 4.19 a bis h untermauert die Gültigkeit der Reifefunktion von Arrhenius/Freiesleben, Gl. (2.12). Die transformierten Festigkeitswerte aus der Temperaturlagerung decken sich mit den Festigkeitswerten aus isothermer Lagerung.

Eine Ausnahme bildet hier die Rezeptur M4, ein Beton mit 385 kg PZ 35 F pro m³. Trotz geringfügig erhöhter Erhärtingstemperatur (max. $T_C = 30\text{ °C}$) ergeben sich erheblich höhere Zugfestigkeiten als bei isothermer Lagerung. Die Ursachen dafür sind nicht bekannt. Es muß überprüft werden, ob die Arrheniusfunktion auch für Betone mit schnell erhärtendem Zement und einem hohen Zementgehalt ihre Gültigkeit behält.

Das die Reifefunktion, Gl. (2.12), auch für geringe Erhärtingstemperaturen ihre Gültigkeit behält, zeigt ein Vergleich der Abb. 4.19 d mit Abb. 4.20. Während in Abb. 4.19 d alle Versuchswerte nahezu auf einer Linie liegen, zeigen die in Abb. 4.20 mit Hilfe der Saul/Nurse-Funktion transformierten Festigkeitswerte erhebliche Abweichungen von der Geraden. Die temperaturgelagerten Prüfkörper wurden während der Versuchsdauer bei einer Temperatur $T_C < 20\text{ °C}$ gelagert.

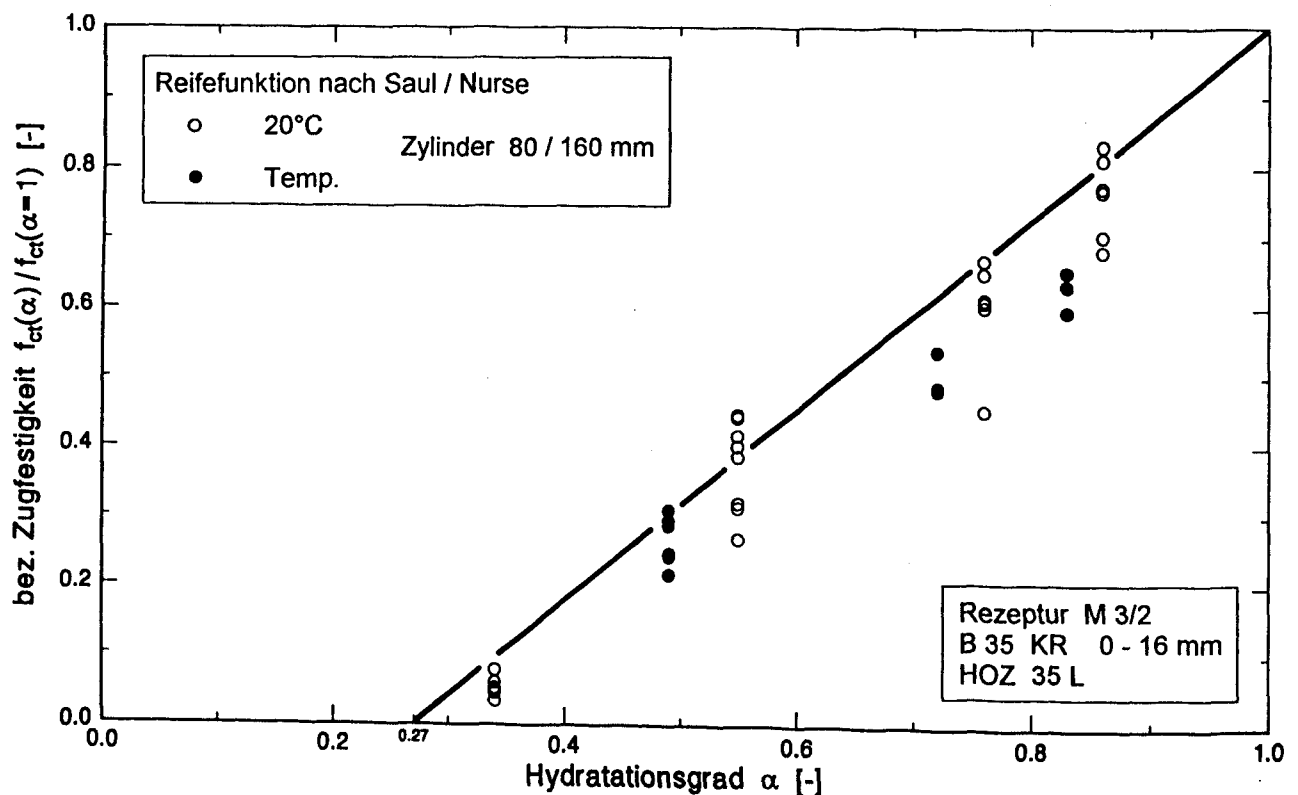


Abb. 4.20: Anwendung der Saul/Nurse-Reifefunktion auf die Zugfestigkeitswerte bei nicht isothermer Lagerung, vergl. Abb. 4.19 d.

4.5.2 Druckfestigkeitsentwicklung

4.5.2.1 Altersabhängige Darstellung

Für die altersabhängige Darstellung der Druckfestigkeit lassen sich in der Literatur und in den Vorschriften zahlreiche zutreffende Ansätze finden. Daher soll im Rahmen dieser Forschungsarbeit auf eine weitere Überprüfung dieser Ansätze verzichtet werden. Statt dessen konzentriert sich die Auswertung der Versuche auf die hydrationsgradabhängige Formulierung der Druckfestigkeitsentwicklung.

4.5.2.2 Hydrationsgradabhängige Formulierung

Obwohl für den Nachweis der Betondruckfestigkeit in der Vergangenheit überwiegend Würfelproben benutzt wurden, ist für die Festigkeitsentwicklung im Bauwerk die Prismen- oder Zylinderdruckfestigkeit entscheidend. Wie in [47] gezeigt wurde, läßt sich auch die Zylinderdruckfestigkeit in Abhängigkeit vom Hydrationsgrad formulieren (vergl. Abb. 2.8):

$$\hat{f}_c = 0.85 \cdot \left[\frac{\hat{f}_{ct}}{f_{ct}(\alpha=1) \cdot c_D} \right]^{2/3} \quad (2.22)$$

Diese Formulierung beruht auf der Beziehung von Heilmann [33], Gl. (2.23), und setzt stets die Kenntnis der hydrationsgradabhängigen Zugfestigkeit voraus. Der Parameter c_D ist zudem dimensionsbehaftet und muß aus Versuchen ermittelt werden. Daher wird hier ein neuer Ansatz vorgeschlagen.

Ersetzt man in der Gl. (2.23) die Zugfestigkeit f_{ct} durch die Beziehung $f_{ct}(\alpha)$ aus Gl. (4.6) und die Würfeldruckfestigkeit $f_{c,cube}$ durch die Zylinderdruckfestigkeit f_c nach DIN 1048, so erhält man folgenden Zusammenhang:

$$f_c(\alpha) = 0.85 \cdot \left[\frac{f_{ct}(\alpha=1)}{c} \cdot \left(\frac{\alpha - \alpha_0}{1 - \alpha_0} \right) \right]^{2/3} \quad (4.7)$$

Für den Hydrationsgrad $\alpha = 1$ gilt

$$f_c(\alpha=1) = 0.85 \cdot \left[\frac{f_{ct}(\alpha=1)}{c} \right]^{2/3} \quad (4.8)$$

Aus den Gln. (4.7) und (4.8) ergibt sich somit die neue Ansatzfunktion für die bezogene Zylinderdruckfestigkeit

$$\hat{f}_c = \frac{f_c(\alpha)}{f_c(\alpha=1)} = \left[\frac{\alpha - \alpha_0}{1 - \alpha_0} \right]^{2/3} \quad (4.9)$$

analog zur hydratationsgradabhängigen einaxialen Zugfestigkeit, Gl. (4.6).

Diese Beziehung ist im Funktionsverlauf identisch mit der Ansatzfunktion nach Laube [47] in Abb. 2.8, ist aber Gegensatz dazu unabhängig vom Endwert der Zugfestigkeit $f_{ct}(\alpha=1)$ und enthält keine dimensionsgebundenen Parameter. Die Anzahl der Freiwerte bleibt anders als in Abb. 2.8 auf den theoretischen Endwert für die Druckfestigkeit $f_c(\alpha=1)$ beschränkt.

Die Gültigkeit dieser Ansatzfunktion läßt sich anhand der Versuchsergebnisse in Abb. 4.21 a bis e verifizieren. Für 4 der insgesamt 7 untersuchten Betonrezepturen wurden zahlreiche Druckfestigkeitsprüfungen zu verschiedenen Altersstufen durchgeführt und analog zur Zugfestigkeitsentwicklung über den Hydratationsgrad aufgetragen. Die abgebildeten Funktionsverläufe wurden mit dem aus den Zugversuchen gewonnenen Anfangswerten α_0 ermittelt. Die Größe der *dormant phase* behält auch für die Druckfestigkeit ihre Gültigkeit. Die Endwerte für die Druckfestigkeit $f_c(\alpha=1)$ wurden wiederum nach der kleinsten Fehlerquadratmethode entwickelt. Versuchswerte und Ansatzfunktionen zeigen eine gute Übereinstimmung.

Auch die Druckfestigkeitsuntersuchungen bestätigen die Gültigkeit der verwendeten Reifefunktion, Gl. (2.12), nach Arrhenius/Freiesleben.

Die Versuchsergebnisse decken sich mit den Untersuchungen in [68]. Es besteht ein prinzipieller Unterschied in der hydratationsgradabhängigen Entwicklung der Druckfestigkeit und der Zugfestigkeit. Die Zugfestigkeit entwickelt sich unter gleichen Erhärtungsbedingungen im Gegensatz zur Druckfestigkeit sehr viel rascher. Zahlreiche Untersuchungen in der Literatur bestätigen dieses Ergebnis (vergl. Abschnitt 2.5.2.2).

4.5.3 Spaltzugfestigkeitsentwicklung

4.5.3.1 Altersabhängige Entwicklung der Spaltzugfestigkeit

In Ermangelung zentrischer Zugversuche zur Bestimmung der einaxialen zentr. Zugfestigkeit wird in vielen Fällen auf die Ersatzgröße der Spaltzugfestigkeit zurückgegriffen (vergl. Abschn. 2.5.3). Wie bereits geschildert, sind die Ergebnisse nicht immer übertragbar, insbesondere wenn es sich um jungen Beton handelt.

Zur Bestimmung der altersabhängigen Entwicklung der Spaltzugfestigkeit wurden für die Betonrezeptur M1 zahlreiche Festigkeitsprüfungen an Zylinderproben durchgeführt. Die Untersuchungen wurden auf eine Betonrezeptur beschränkt, da es sich bei der Spaltzugfestigkeit lediglich um eine technologische Festigkeit handelt. Sie liefert zur Beurteilung der Rißgefahr eines Bauteils keine befriedigende Auskunft. Über die Ergebnisse wurde bereits an anderer Stelle ausführlich berichtet [66]. Auf eine altersabhängige Darstellung wird daher verzichtet. Festzuhalten bleibt, daß zwischen der altersabhängigen Entwicklung der zentr. Zugfestigkeit und der Spaltzugfestigkeit z.T. erhebliche Unterschiede bestehen, die im nachfolgenden Abschnitt noch verdeutlicht werden.

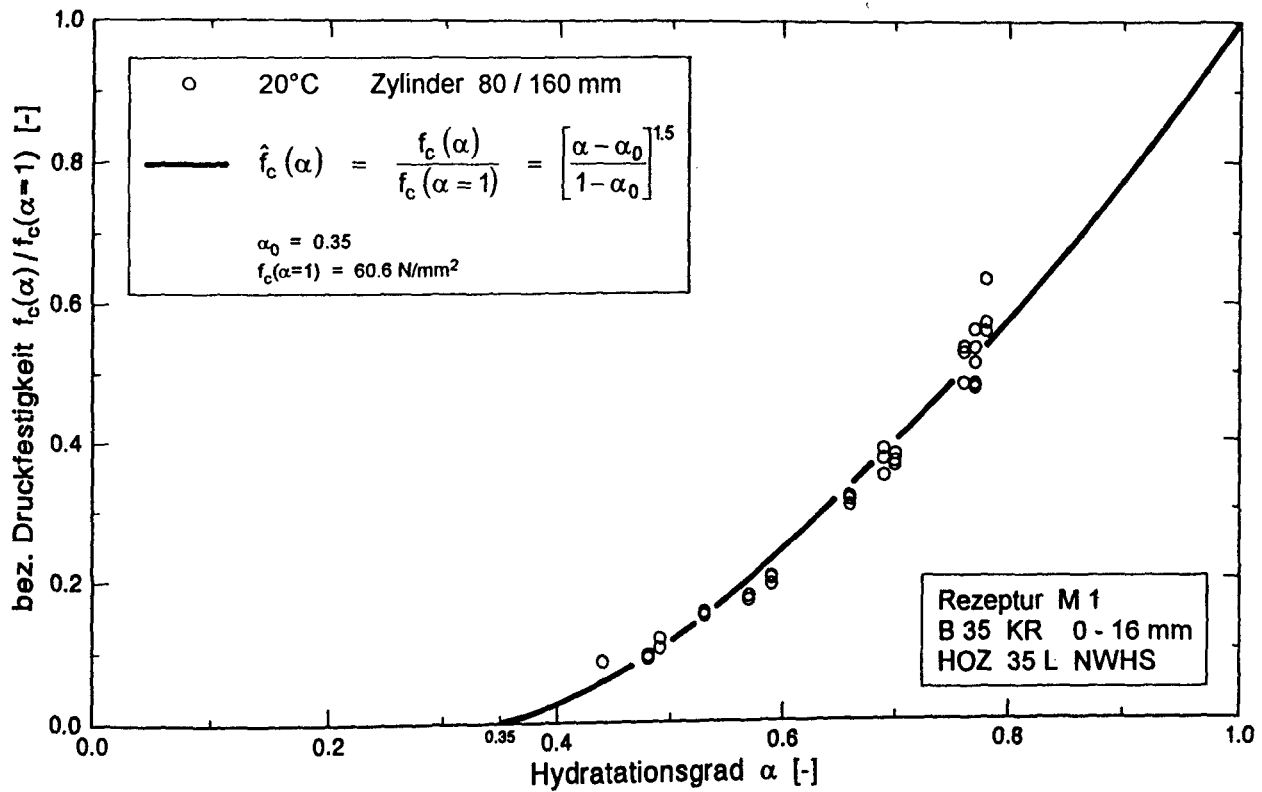


Abb. 4.21 a: Bezogene Druckfestigkeitsentwicklung in Abhängigkeit vom Hydratationsgrad für den Versuchsbeton M1, Versuch und rechnerischer Ansatz

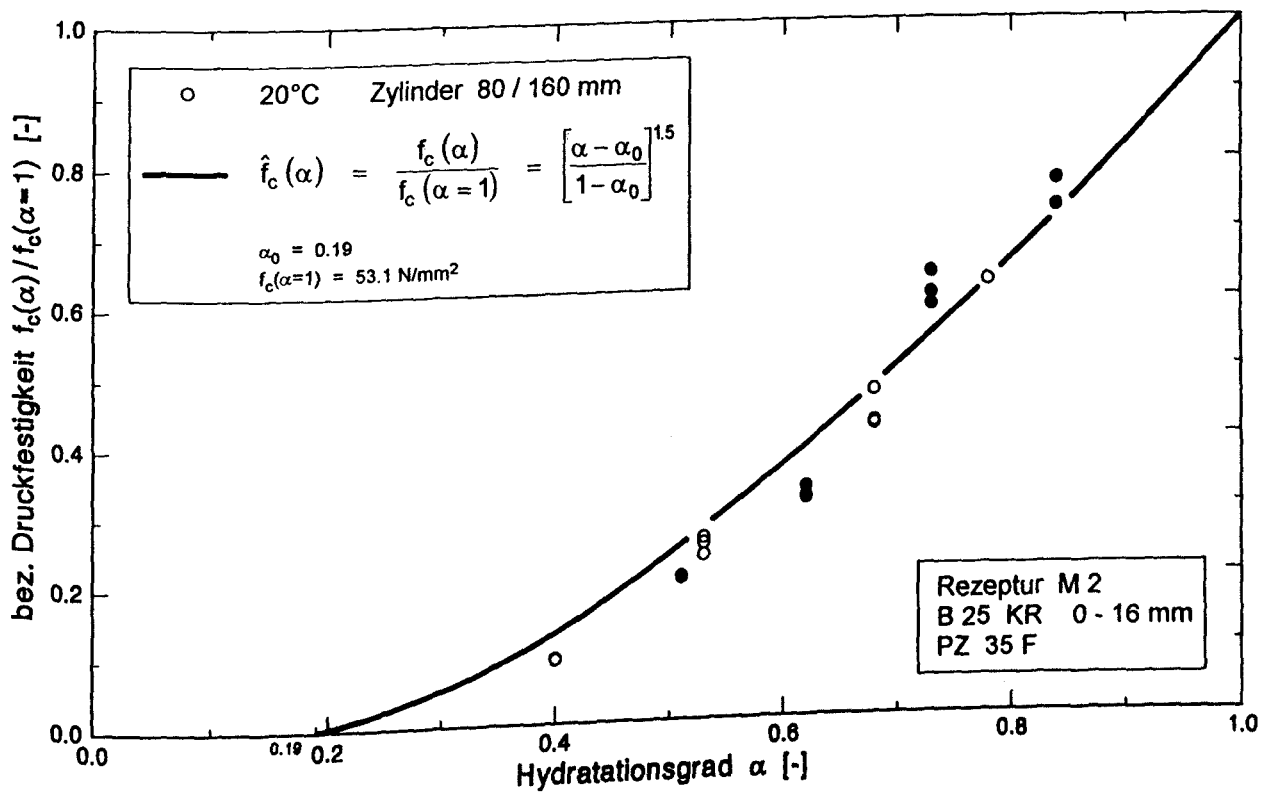


Abb. 4.21 b: Bezogene Druckfestigkeitsentwicklung in Abhängigkeit vom Hydratationsgrad für den Versuchsbeton M2, Versuch und rechnerischer Ansatz

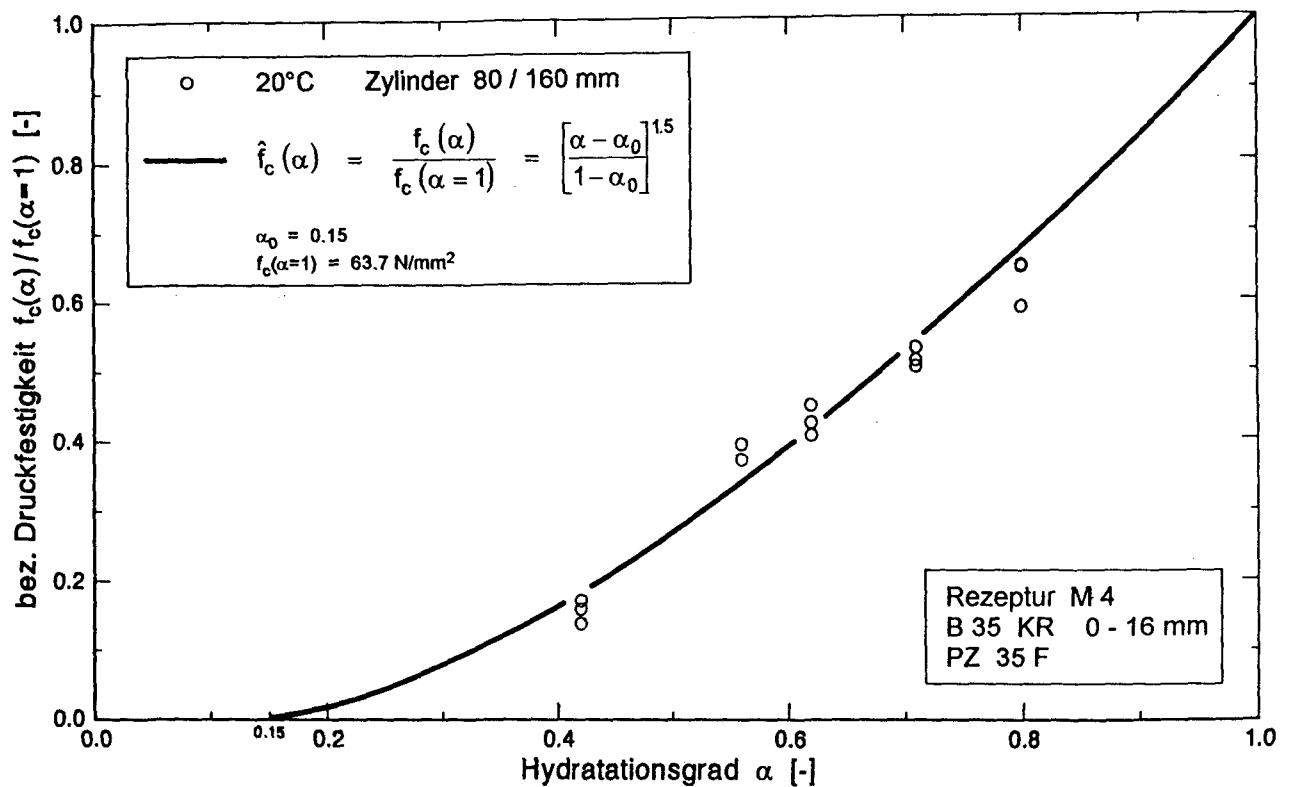


Abb. 4.21 c: Bezogene Druckfestigkeitsentwicklung in Abhängigkeit vom Hydratationsgrad für den Versuchsbeeton M4, Versuch und rechnerischer Ansatz

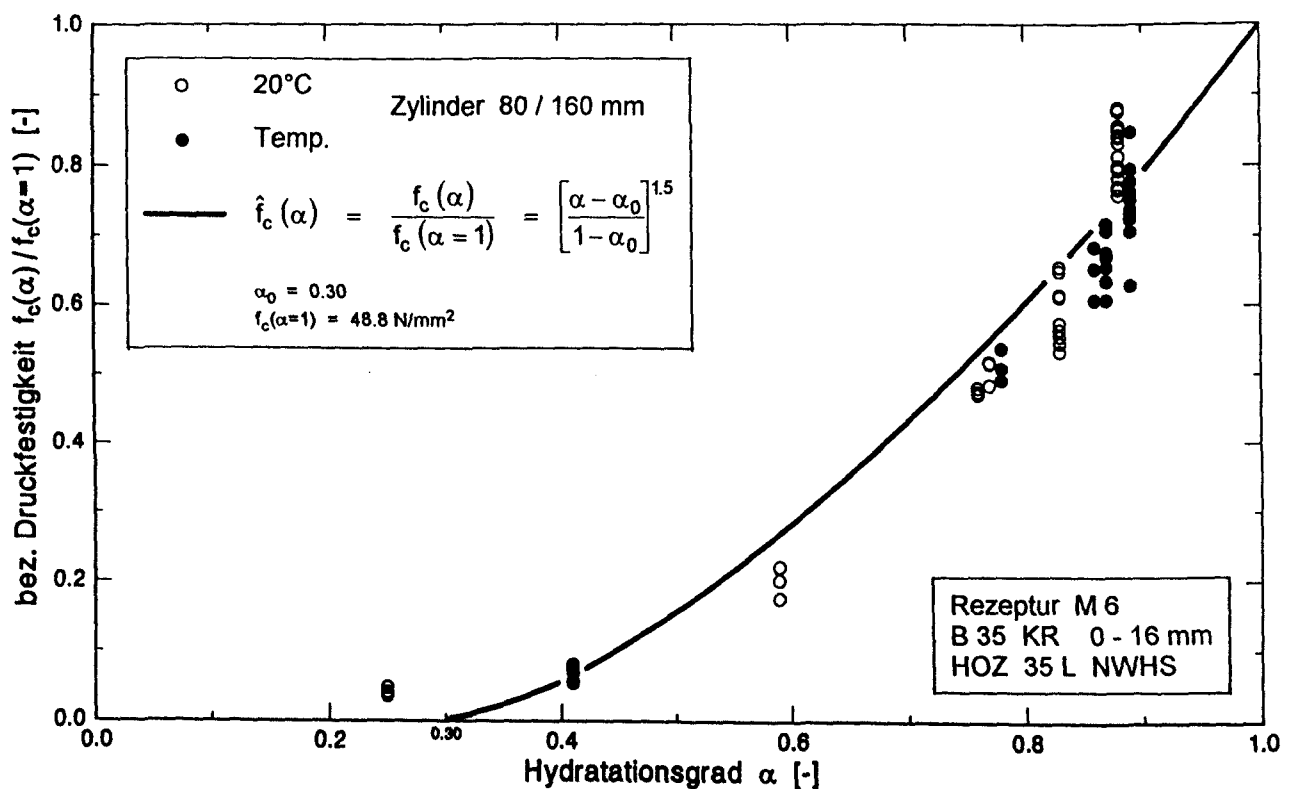


Abb. 4.21 d: Bezogene Druckfestigkeitsentwicklung in Abhängigkeit vom Hydratationsgrad für den Versuchsbeeton M6, Versuch und rechnerischer Ansatz

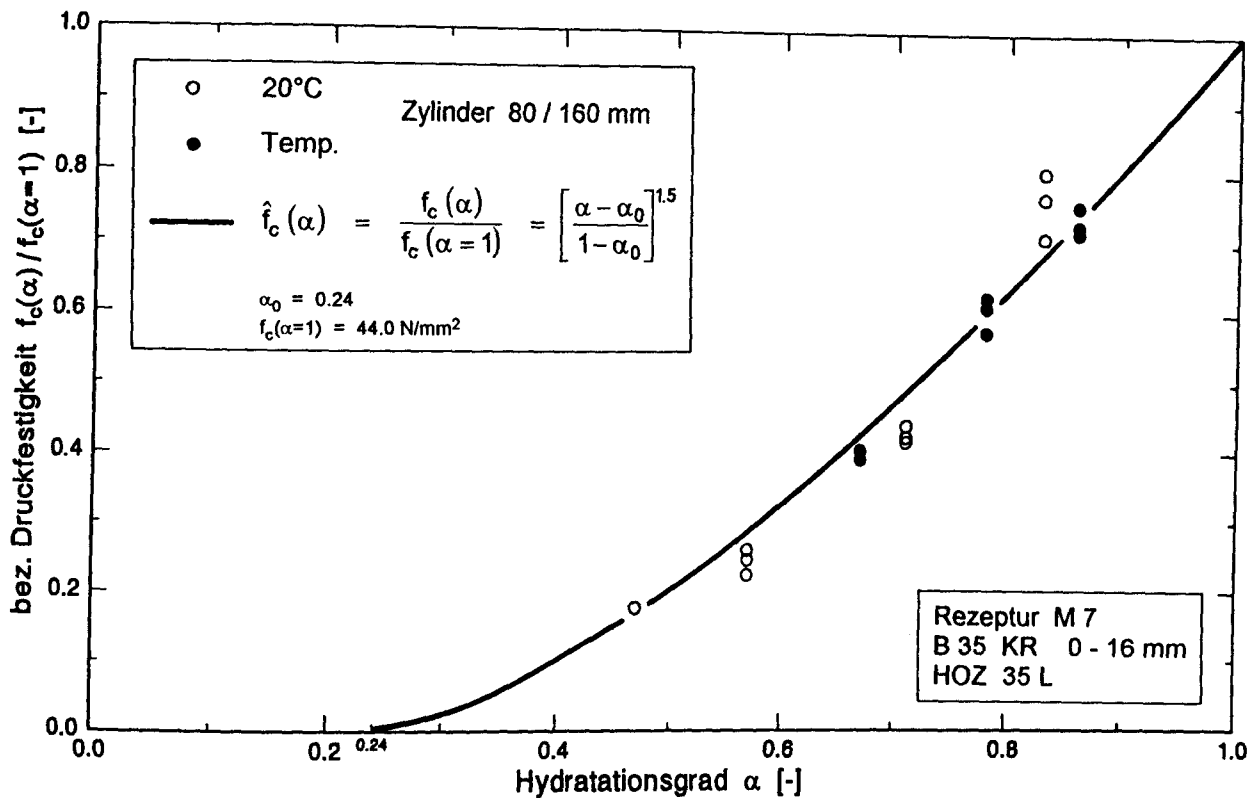


Abb. 4.21 e: Bezogene Druckfestigkeitsentwicklung in Abhängigkeit vom Hydratationsgrad für den Versuchs beton M7, Versuch und rechnerischer Ansatz

4.5.3.2 Hydratationsgradabhängige Entwicklung der Spaltzugfestigkeit

In Abb. 4.22 sind die Spaltzugfestigkeiten der Rezeptur M1 in Abhängigkeit des Hydratationsgrades aufgetragen. Die Werte weisen ähnlich wie bei der Druckfestigkeit einen nicht-linearen Verlauf auf, allerdings schwächer ausgeprägt. Der Kurvenverlauf lässt sich mit Hilfe der Ansatzfunktion

$$\frac{f_{ct,sp}(\alpha)}{f_{ct,sp}(\alpha=1)} = \left[\frac{\alpha - \alpha_0}{1 - \alpha_0} \right]^a \quad (4.10)$$

zufriedenstellend beschreiben, wobei der Exponent

$$a = 1.24$$

beträgt. Dieses Ergebnis war nach den vorangegangenen Ausführungen in etwa zu erwarten. Die Spaltzugfestigkeit ist nach [6] aufgrund des mehraxialen Spannungszustandes im Versuchskörper sowohl als Funktion der Zug- als auch der Druckfestigkeit zu betrachten, der Gültigkeitsbereich des Exponenten der Potenzfunktion konnte somit nach Gl. (4.6) und (4.9) mit

$$1.0 \leq a \leq 1.5$$

angenommen werden.

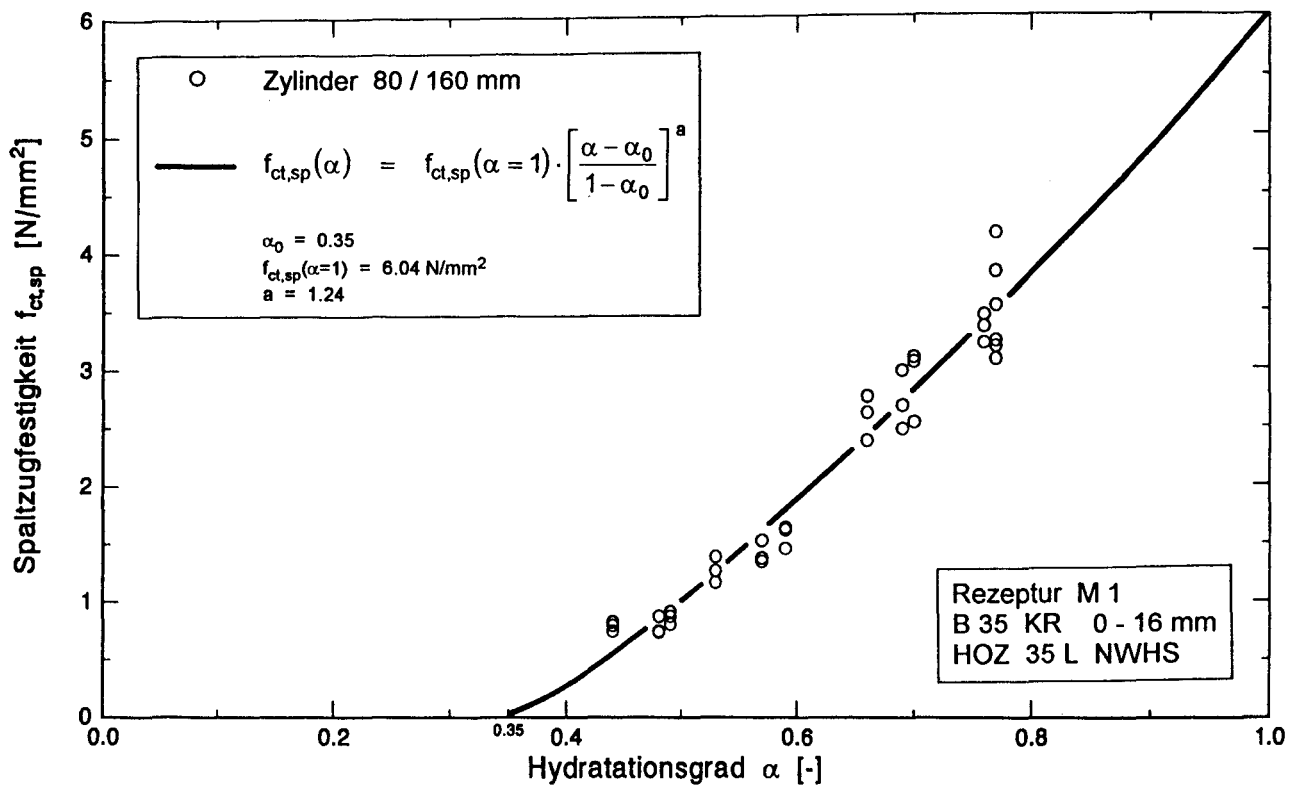


Abb. 4.22: Bezogene Spaltzugfestigkeit in Abhängigkeit vom Hydratationsgrad Versuchswerte und Ansatzfunktion

4.5.4 Entwicklung des Zugelastizitätsmoduls

4.5.4.1 Altersabhängige Entwicklung des Zugelastizitätsmoduls

In Analogie zur Zugfestigkeitsentwicklung soll in kurzer Form, die in Abschnitt 2.5.4 vorgestellte Beziehung für die altersabhängige Entwicklung des Zugelastizitätsmoduls überprüft werden. Der Kenntnis des altersabhängigen Zugelastizitätsmoduls spielt für eine Temperaturspannungsberechnung die maßgebende Rolle.

Da sich in der Literatur keine verwertbaren Beziehungen zur Entwicklung des Zugelastizitätsmoduls finden lassen, wird die Entwicklung des Zugelastizitätsmoduls für die praktische Berechnung mit der Entwicklung des Druckelastizitätsmoduls gleichgesetzt. Da die bekanntesten Beziehungen nach Rüschi/Jungwirth, Abb. 2.9 a, und nach CEB/FIB Model Code 90, Abb. 2.9 b, sich nur geringfügig unterscheiden, sollen die Versuchsergebnisse nur mit der letztgenannten Beziehung verglichen werden.

Der Zugelastizitätsmodul wurde im Versuch als mittlerer Sekantenmodul zwischen $\sigma_t = 0.05 f_{ct}$ und $\sigma_t = 0.5 f_{ct}$ des Belastungsastes der Spannungs-Dehnungslinie ermittelt. In diesem Bereich verhält sich die Probe unter Zugbelastung linear. Die untere Schranke wurde gewählt, um den anfänglichen Schlupf beim Anfahren der Dehnung zu kompensieren.

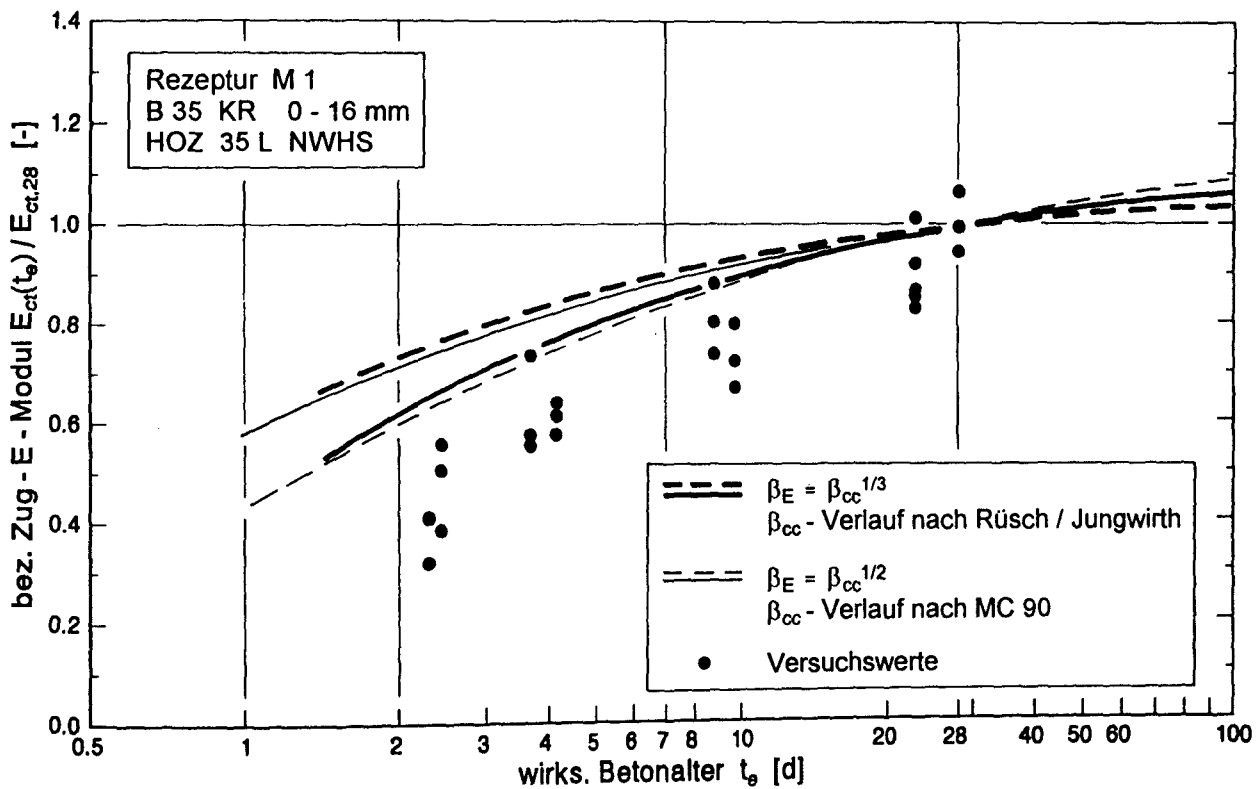


Abb. 4.23 a: Bezogener Zugelastizitätsmodul in Abhängigkeit vom wirksamen Betonalter für den Versuchsбетон M1, Versuch und rechnerischer Ansatz

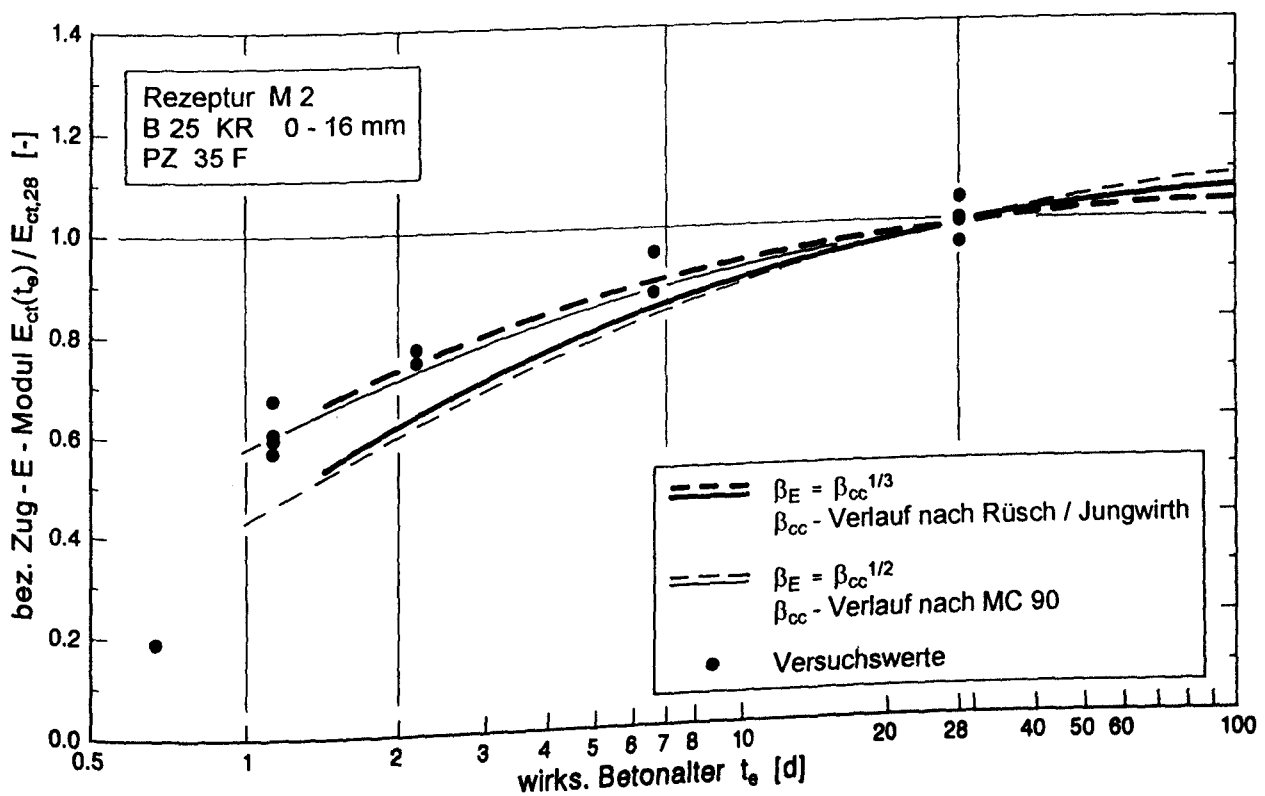


Abb. 4.23 b: Bezogener Zugelastizitätsmodul in Abhängigkeit vom wirksamen Betonalter für den Versuchsбетон M2, Versuch und rechnerischer Ansatz

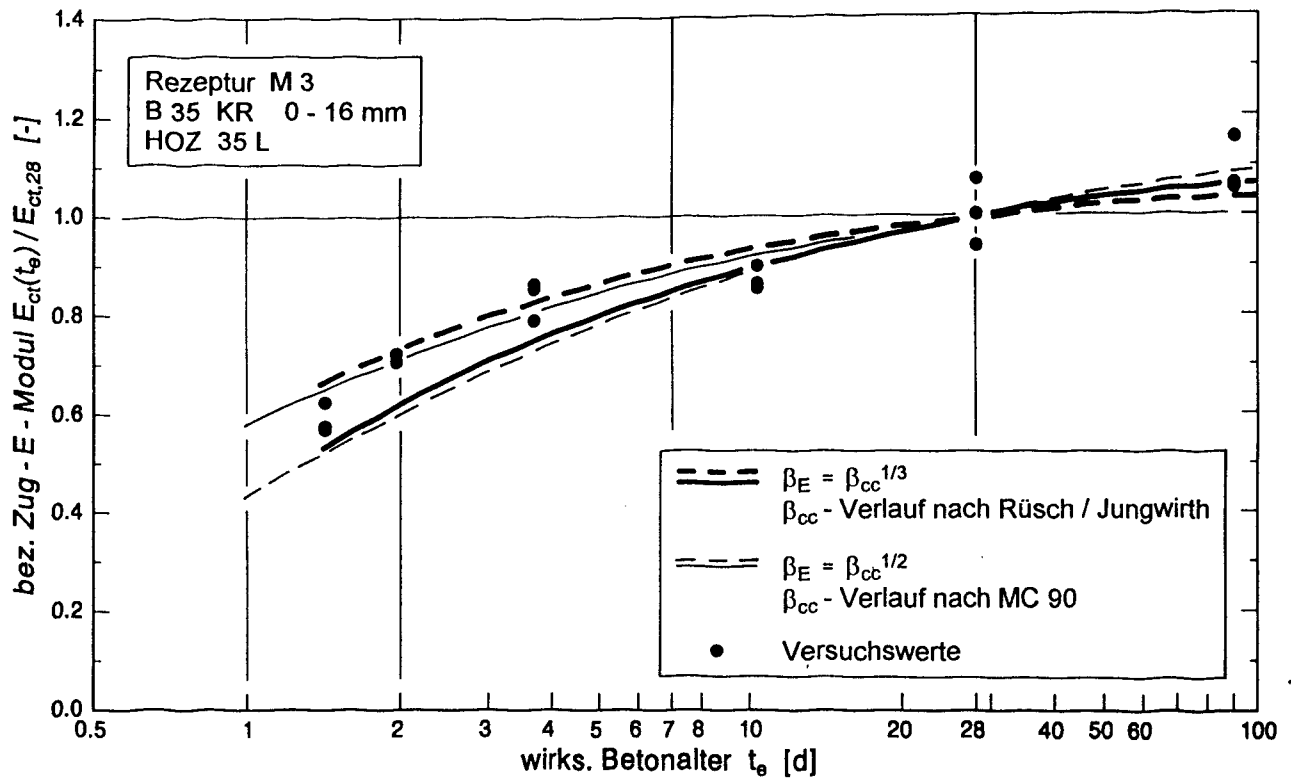


Abb. 4.23 c: Bezogener Zugelastizitätsmodul in Abhängigkeit vom wirksamen Betonalter für den Versuchsбетon M3, Versuch und rechnerischer Ansatz

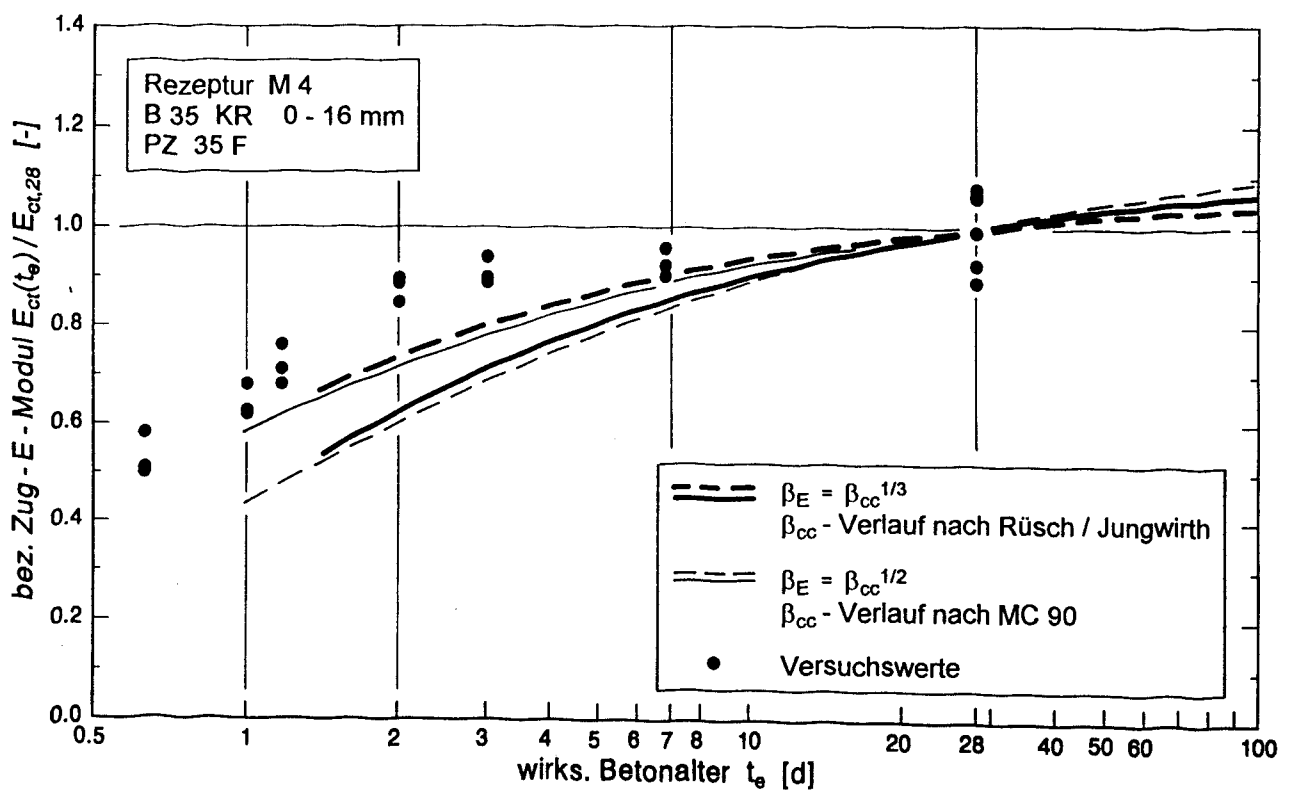


Abb. 4.23 d: Bezogener Zugelastizitätsmodul in Abhängigkeit vom wirksamen Betonalter für den Versuchsбетon M4, Versuch und rechnerischer Ansatz

In den Abb. 4.23 a bis d ist die zeitliche Entwicklung des Zugelastizitätsmoduls, der aus den Spannungsdehnungslinien der dehnngeregelten Zugversuche gewonnen wurde, dargestellt. Die Bilder zeigen deutlich die große Steifigkeitszunahme innerhalb der ersten 24 bis 48 Stunden. Danach ist nur noch eine geringe Zunahme zu verzeichnen.

Der Vergleich der Versuchsergebnisse mit der Altersbeziehung nach MC 90, Gl. (2.38), weist bei 3 der 4 Betone eine zufriedenstellende Übereinstimmung auf. Nur bei der Rezeptur M4, dem Beton mit 385 kg PZ 35 F pro m³, wird die Steifigkeitsentwicklung im Anfangsbereich erheblich unterschätzt.

Ebenso wie bei der Zugfestigkeit wird auch hier die Problematik deutlich, eine altersabhängige Beziehung allein auf der Basis des verwendeten Zementes definieren zu wollen. Neben der Zementart spielen auch Zementgehalt, Wasserzementwert sowie Zusatzstoffe und -mittel eine bedeutende Rolle. Wie der Vergleich der Rezepturen M2 und M3 in den Abb. 4.23 b und c zeigt, können Betone trotz Verwendung unterschiedlicher Zemente (PZ/HOZ) in etwa die gleiche Steifigkeitsentwicklung zeigen.

4.5.4.2 Hydratationsgradabhängige Entwicklung des Zugelastizitätsmoduls

Gezielte Untersuchungen zur Beschreibung des Spannungs-Dehnungs-Verhaltens des jungen Betons wurden bereits in [68] durchgeführt. Aus dehnngeregelten Zugversuchen zu verschiedenen Altersstufen leitete Laube in [47] die in Abb. 2.8 dargestellte hydratationsgradabhängige Funktion für den Zugelastizitätsmodul ab:

$$\hat{E}_{ct} = \frac{E_{ct}(\alpha)}{E_{ct}(\alpha=1)} = \frac{(1 + f_{ct}(\alpha=1)^{b_E}) \cdot \hat{f}_{ct}^{a_E}}{1 + (f_{ct}(\alpha=1) \cdot \hat{f}_{ct})^{b_E}} \quad (2.39)$$

Da wie bei Gl. (2.22) auch diese Funktion, Gl. (2.39), immer die Kenntnis der zentrischen Zugfestigkeit voraussetzt und darüberhinaus ebenfalls mehrere dimensionsbehaftete Parameter verwendet, die alle durch Versuch ermittelt werden müssen, ist dieser Ansatz nicht sehr befriedigend.

Daher soll nachfolgend ein anderer Ansatz für den Zug-E-Modul entwickelt werden.

Ausgangspunkt der Betrachtung ist die β_{cc} -Funktion nach Rüschi/Jungwirth [72] für die Druckfestigkeit:

$$\beta_{cc}(t_e) = \frac{f_{cm}(t_e)}{f_{cm,28}} \quad (2.19)$$

Wählt man statt des wirksamen Betonalters t_e für die Abbildung der Druckfestigkeit den Hydratationsgrad α und setzt für die Bezugsgröße $t = 28$ d den Hydratationsgrad $\alpha = 1$, lautet die veränderte Beziehung für die bezogene Zylinderdruckfestigkeit

$$\beta_{cc}(\alpha) = \frac{f_c(\alpha)}{f_c(\alpha=1)} \quad (4.11)$$

oder mit Gl. (4.9)

$$\beta_{cc}(\alpha) = \left[\frac{\alpha - \alpha_0}{1 - \alpha_0} \right]^{2/3} \quad (4.12)$$

Unter der Voraussetzung, daß sich der Zugelastizitätsmodul E_{ct} zeitlich ähnlich entwickelt wie der Elastizitätsmodul für Druck, läßt sich auch der Faktor β_E nach Gl. (2.36) gleichermaßen durch den Hydratationsgrad α ausdrücken:

$$\beta_E(\alpha) = \frac{E_{ct}(\alpha)}{E_{ct}(\alpha=1)} \quad (4.13)$$

Nach [72] besteht zwischen β_E und β_{cc} ein nichtlinearer Zusammenhang:

$$\beta_E(t_e) = \beta_{cc}(t_e)^{1/3} \quad (2.37)$$

Daraus läßt sich mit Hilfe der Gln. (4.12) und (4.13) folgender hydrationsgradabhängiger Ansatz für den bezogenen Zugelastizitätsmodul ableiten:

$$\hat{E}_{ct} = \frac{E_{ct}(\alpha)}{E_{ct}(\alpha=1)} = \left[\frac{\alpha - \alpha_0}{1 - \alpha_0} \right]^{1/2} \quad (4.14)$$

Unter Berücksichtigung der Beziehung nach CEB/FIB Model Code 90 [20]

$$\beta_E(t_e) = \beta_{cc}(t_e)^{1/2} \quad (2.38)$$

erhält man hingegen eine leicht modifizierte Ansatzfunktion für den hydrationsgradabhängigen Zugelastizitätsmodul:

$$\hat{E}_{ct} = \frac{E_{ct}(\alpha)}{E_{ct}(\alpha=1)} = \left[\frac{\alpha - \alpha_0}{1 - \alpha_0} \right]^{3/4} \quad (4.15)$$

Als variierbarer Parameter verbleibt in beiden Ansätzen die fiktive Endsteifigkeit $E_{ct}(\alpha=1)$.

Die Ansätze Gl. (4.14) und Gl. (4.15) besitzen gegenüber Gl. (2.39) von Laube [47] mehrere Vorzüge. Zum einen ist der dimensionslose Funktionsaufbau einfacher als nach Gl. (2.39) und zum anderen setzt er nicht notwendigerweise die Kenntnis der Zugfestigkeit voraus.

Zum Vergleich der neuen Ansätze mit dem Ansatz von Laube, Gl. (2.39), werden die Exponenten in Gl. (4.14) und (4.15) zunächst durch den freien Parameter a ersetzt. Dies ermöglicht eine bestmögliche Anpassung an die Versuchswerte:

$$\hat{E}_{ct} = \frac{E_{ct}(\alpha)}{E_{ct}(\alpha=1)} = \left[\frac{\alpha - \alpha_0}{1 - \alpha_0} \right]^a \quad (4.16)$$

In Abb. 4.24 ist diese Beziehung, Gl. (4.16), der Funktion von Laube, Gl. (2.39), und den Versuchswerten für den Beton M1 gegenübergestellt. Die Parameter für Gl. (4.16) und Gl. (2.39) wurden durch Regression der Versuchswerte ermittelt. Die beste Anpassung erhält man für

$$a \approx 2/3$$

Dieses Ergebnis wurde bereits in einem anderen Forschungsvorhaben [66] berichtet. Der Vergleich mit der Ansatzfunktion von Laube, Gl. (2.39), zeigt nur geringfügige Unterschiede. Beide Ansätze sind von gleicher Qualität, die Fehlerabweichung ist in etwa identisch.

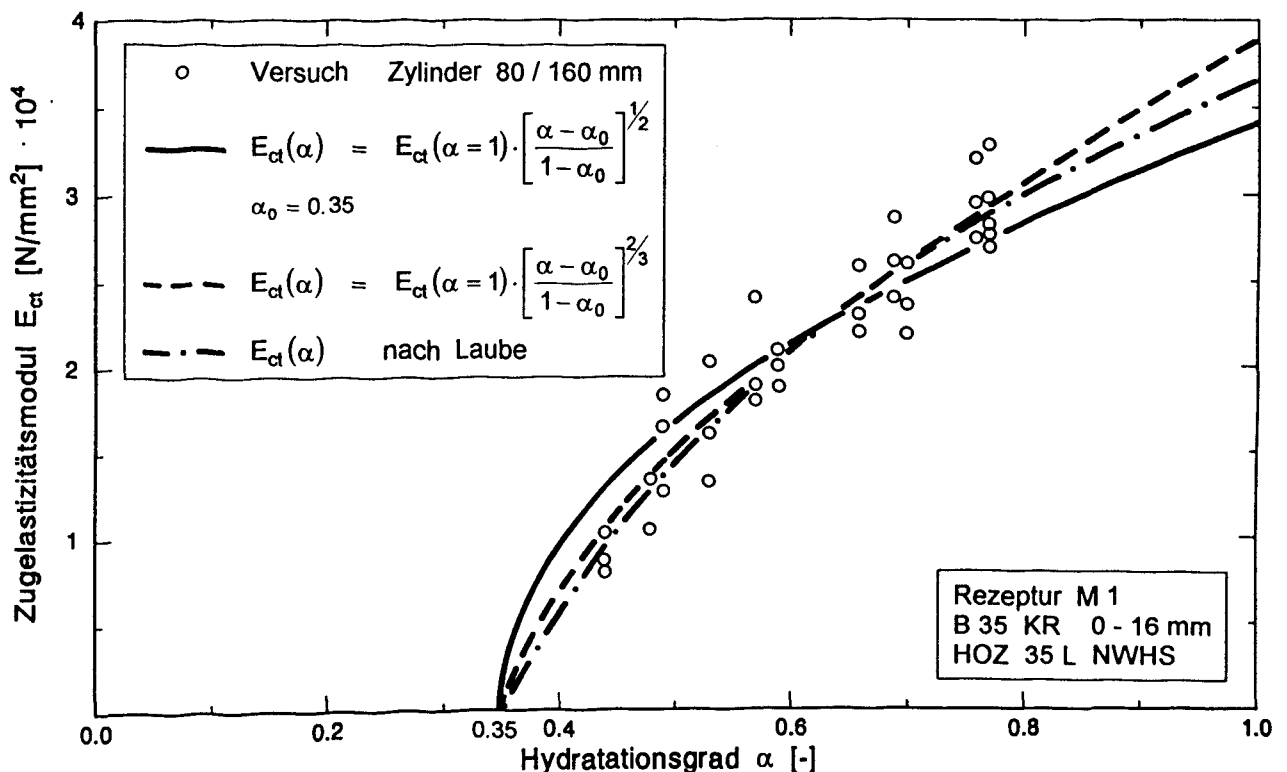


Abb. 4.24: Zugelastizitätsmodul in Abhängigkeit vom Hydratationsgrad Vergleich zwischen Versuch und verschiedenen rechnerischen Ansätzen

Das der in [66] für den Beton M1 ermittelte Exponent sich nicht auf die anderen untersuchten Betone übertragen lässt, wird bei Betrachtung der Abbn. 4.25 a bis h deutlich. Für die Rezepturen M2 bis M7 wurde nach der kleinsten Fehlerquadratmethode folgender Gültigkeitsbereich für den Exponenten a ermittelt (gestrichelte Linie):

$$0.47 \leq a \leq 0.55$$

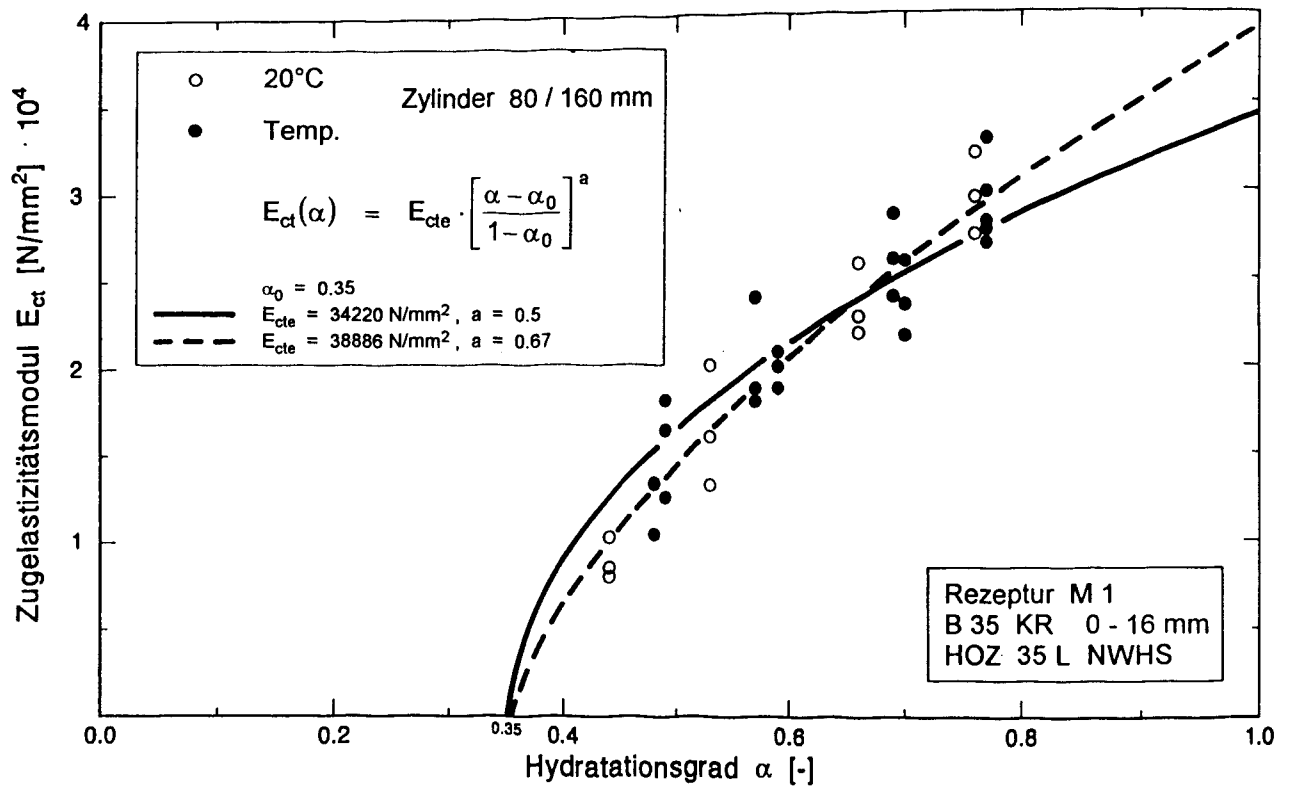


Abb. 4.25 a: Bezogener Zugelastizitätsmodul in Abhängigkeit vom Hydratationsgrad für den Versuchsbeeton M1, Versuch und rechnerischer Ansatz

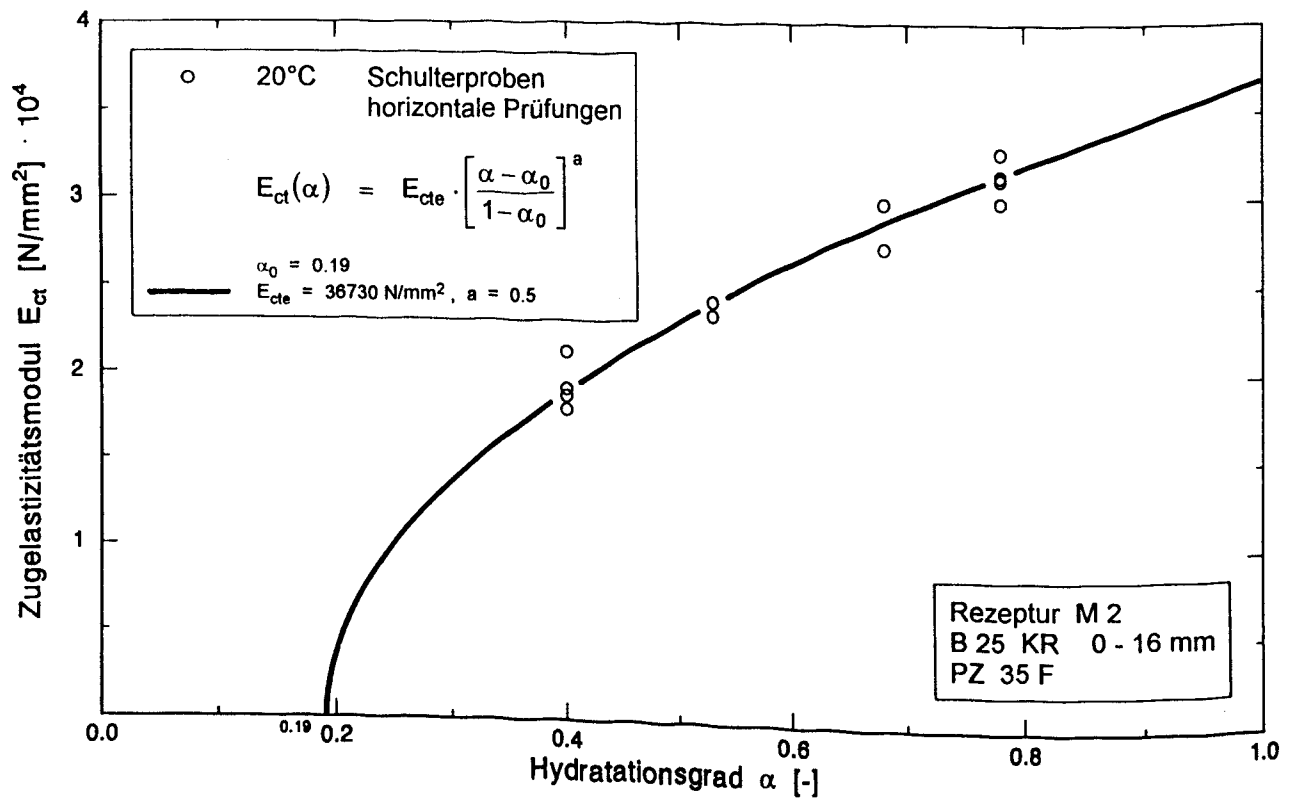


Abb. 4.25 b: Bezogener Zugelastizitätsmodul in Abhängigkeit vom Hydratationsgrad für den Versuchsbeeton M2, Versuch und rechnerischer Ansatz

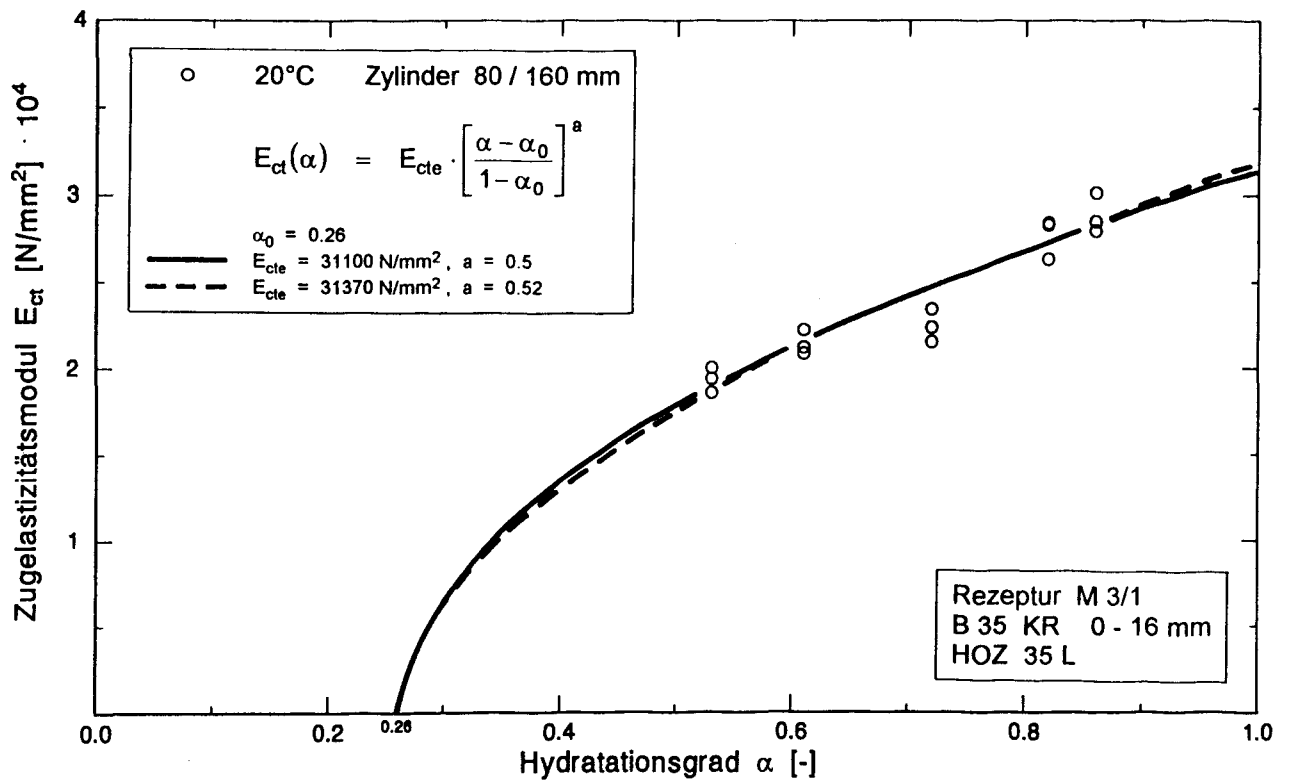


Abb. 4.25 c: Bezogener Zugelastizitätsmodul in Abhängigkeit vom Hydratationsgrad für den Versuchsbeton M3 - Mischung 1, Versuch und rechnerischer Ansatz

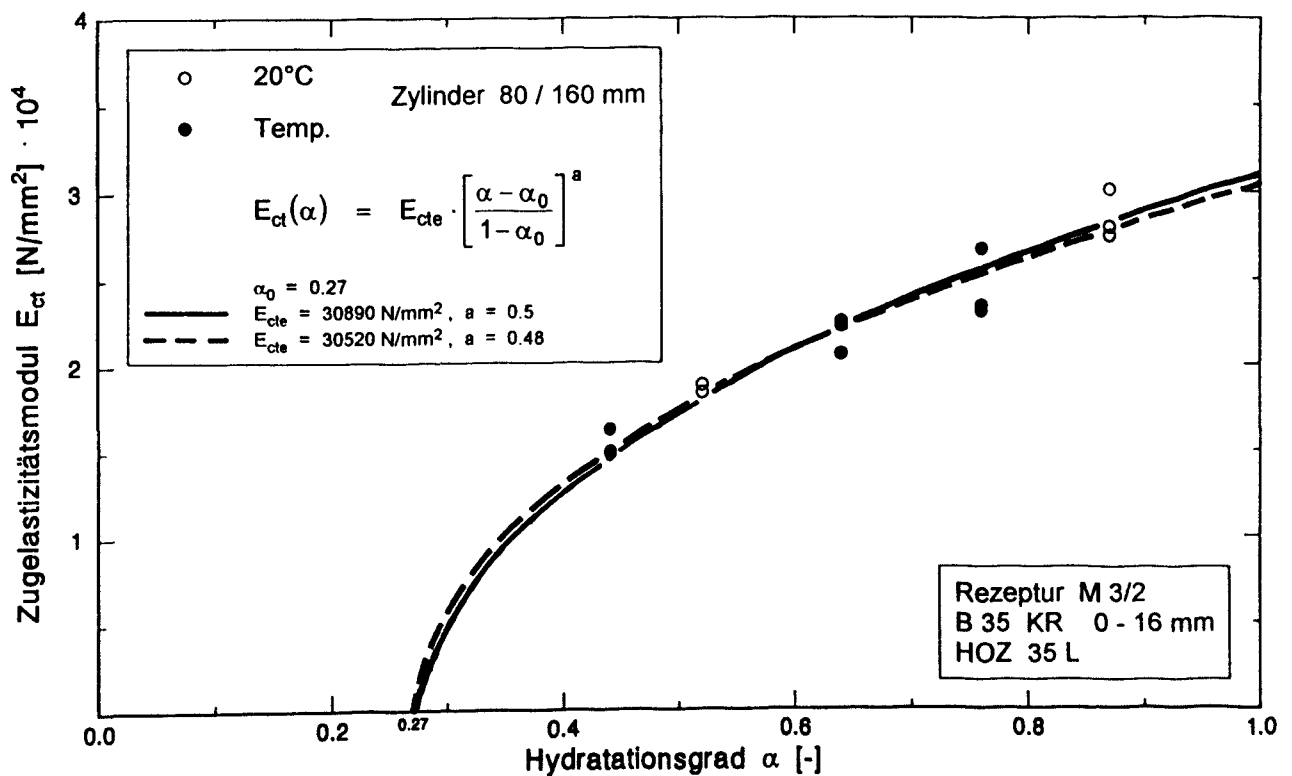


Abb. 4.25 d: Bezogener Zugelastizitätsmodul in Abhängigkeit vom Hydratationsgrad für den Versuchsbeton M3 - Mischung 2, Versuch und rechnerischer Ansatz

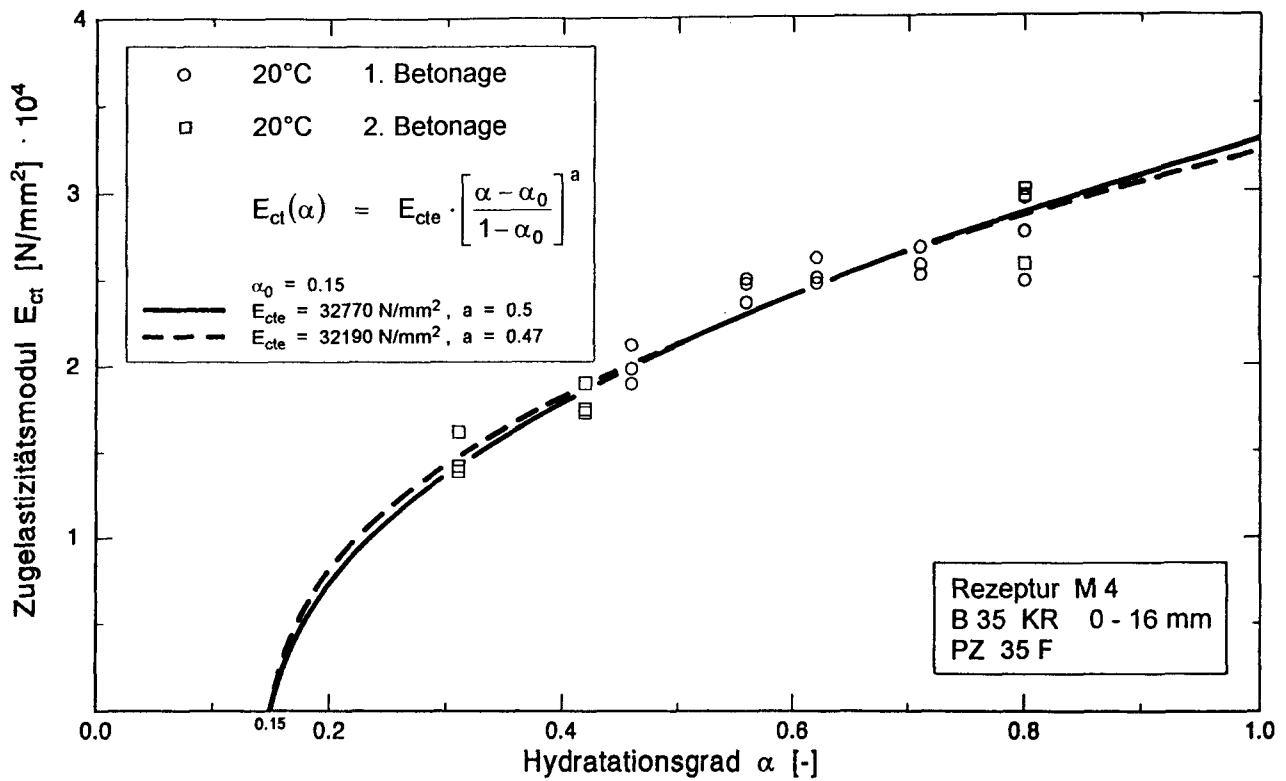


Abb. 4.25 e: Bezogener Zugelastizitätsmodul in Abhängigkeit vom Hydratationsgrad für den Versuchsbeton M4, Versuch und rechnerischer Ansatz

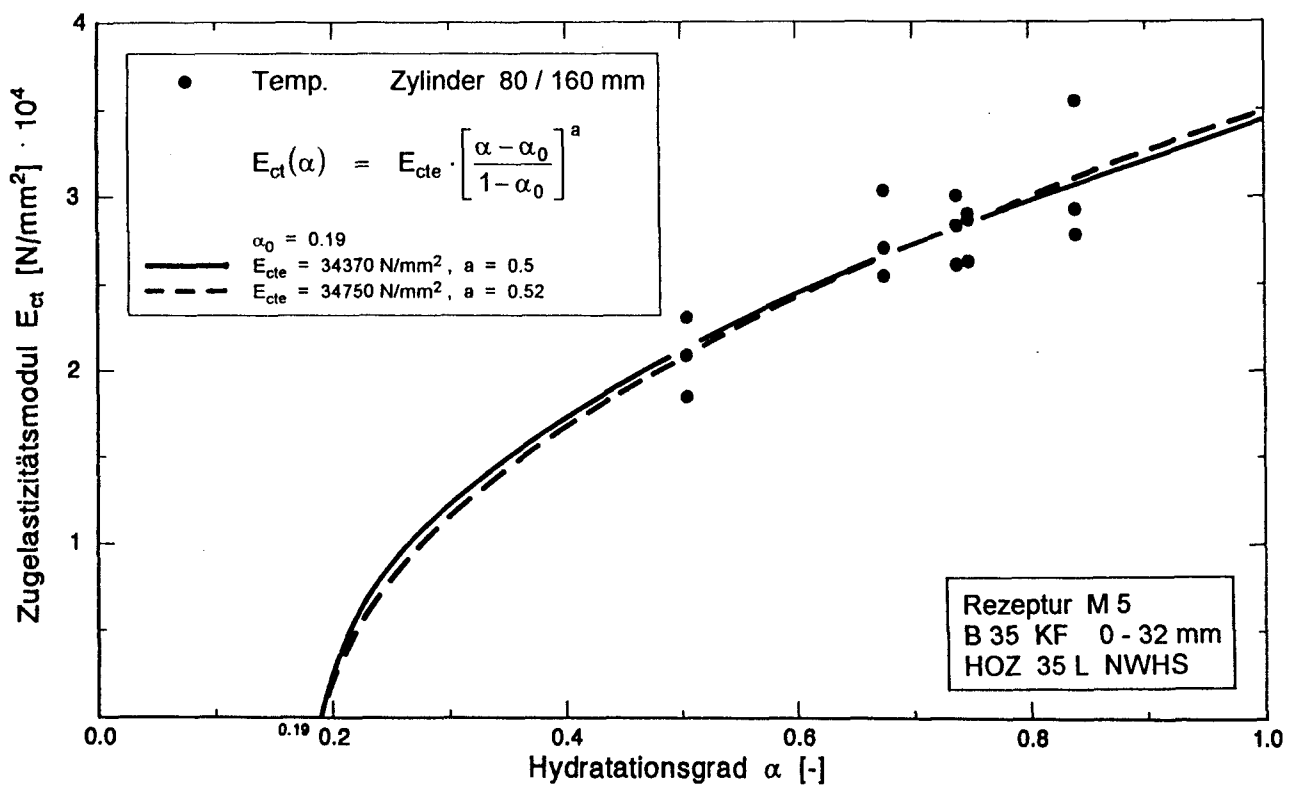


Abb. 4.25 f: Bezogener Zugelastizitätsmodul in Abhängigkeit vom Hydratationsgrad für den Versuchsbeton M5, Versuch und rechnerischer Ansatz

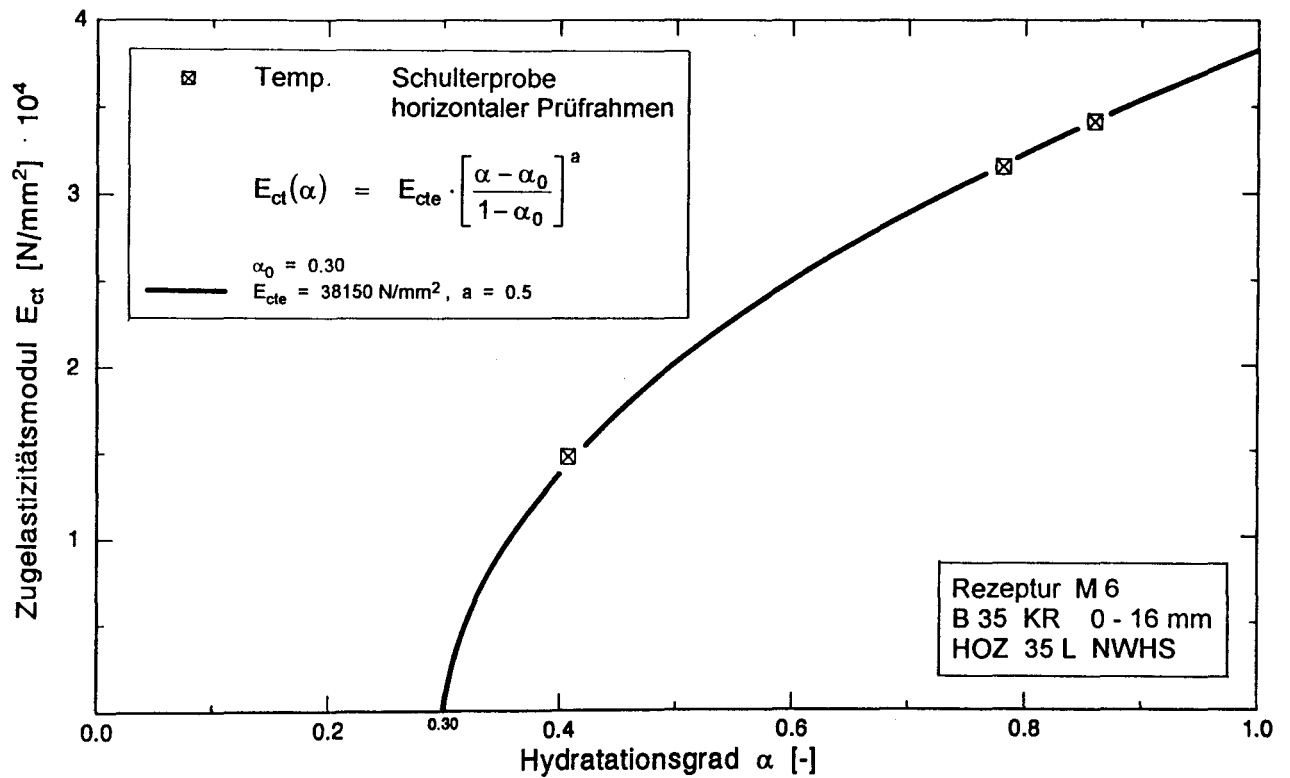


Abb. 4.25 g: Bezogener Zugelastizitätsmodul in Abhängigkeit vom Hydratationsgrad für den Versuchs beton M6, Versuch und rechnerischer Ansatz

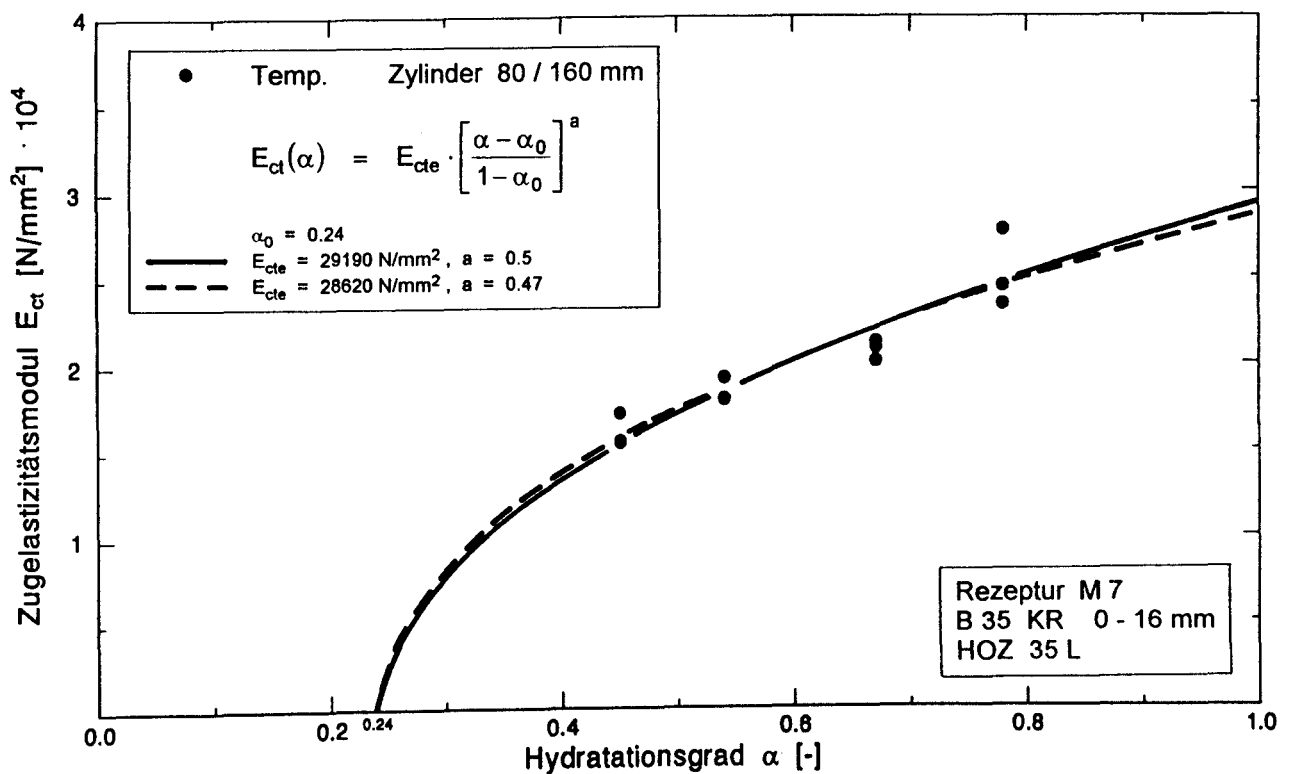


Abb. 4.25 h: Bezogener Zugelastizitätsmodul in Abhängigkeit vom Hydratationsgrad für den Versuchs beton M7, Versuch und rechnerischer Ansatz

Im Mittel stimmt dieser Wertebereich mit dem in Gl. (4.14) hergeleiteten Exponenten ($a = 1/2$) überein. Diese Ansatzfunktion ist ebenfalls in den Abbn. 4.25 a bis h als durchgezogene Linie dargestellt, die Unterschiede sind geringfügig.

Warum zwischen der Entwicklung des Elastizitätsmoduls der Betonrezeptur M1 und den anderen Betonen ein merklicher Unterschied besteht, konnte bisher nicht geklärt werden. Das Ergebnis zeigt jedoch, daß sich die mit der Altersbeziehung nach Rüschi/Jungwirth, Gl. (2.37), hergeleitete Ansatzfunktion für den hydrationsgradabhängigen Zugelastizitätsmodul, Gl. (4.14), auf die überwiegende Mehrzahl der Betone anwenden läßt. Dies gilt im übrigen auch für den in [68] untersuchten Beton (nicht dargestellt).

Auf eine Besonderheit bei den Versuchsergebnissen sei in diesem Zusammenhang hingewiesen. Die Ergebnisse für die Betonrezeptur M2 und M6 wurden im Gegensatz zu den anderen Betonen aus Zugversuchen an Schulterproben im horizontalen Prüfraumen gewonnen. Hierbei wurde auch versucht, Zugprüfungen an sehr jungem Beton im Alter von 12 bis 18 Stunden durchzuführen. Abbildung 4.25 b zeigt z.B. das Meßergebnis eines Prüfkörpers nach ca. 16 Stunden. Der Zugelastizitätsmodul dieser Probe weicht erheblich vom rechnerisch ermittelten Kurvenverlauf ab. Diese Abweichung hat vermutlich versuchstechnische Ursachen. Die Dehnungsmessung im jungen Betonalter mit Hilfe einbetonierter Dehnmeßstreifen ist wegen der ungünstigen Steifigkeitsverhältnisse, des Verbundproblems und der sich daraus ergebenden Störzonen im Betonquerschnitt besonders fehleranfällig. Zuverlässige Ergebnisse dehngeregelter Zugversuche in einem Betonalter $t < 24$ h sind daher nur schwer erzielbar.

4.5.5 Entwicklung der Zugbruchdehnung

In den Abbn. 4.26 a und b ist exemplarisch für zwei unterschiedliche Betone die in den dehnungsgeregelten Zugversuchen erreichte Bruchdehnung in Abhängigkeit vom Hydrationsgrad aufgetragen. Die Versuchswerte wurden für eine einheitliche Dehngeschwindigkeit von $2 \text{ }^{\circ}\text{o/h}$ ermittelt. Die Bruchdehnung wächst mit zunehmendem Hydrationsgrad an. Auffällig ist der große Streubereich der Bruchdehnung im Vergleich zur Zugfestigkeit oder zum Elastizitätsmodul. Ursache hierfür ist die bereits im ansteigenden Ast des σ - ϵ -Diagramms einsetzende Mikrorißbildung in der Rißprozeßzone des Betons. Diese elastoplastischen Verformungen, die oberhalb von $0.5 \sigma_u$ (Spannungsmaximum im Zugversuch) auftreten, können je nach Gefügestruktur des Beton erhebliche Unterschiede aufweisen.

In [47] wird die Bruchdehnung als Funktion des Hydrationsgrades und der Dehngeschwindigkeit betrachtet:

$$\epsilon_{ctu} = a_{\epsilon} \cdot \alpha + \frac{b_{\epsilon}}{\epsilon} - c_{\epsilon} \cdot \frac{\alpha}{\epsilon} + d_{\epsilon} \quad (4.17)$$

mit:

$$\begin{aligned} a_{\epsilon} &= 9.2 \cdot 10^{-5} \quad [-] \\ b_{\epsilon} &= 4.0 \cdot 10^{-10} \quad [\text{h}^{-1}] \\ c_{\epsilon} &= 6.0 \cdot 10^{-10} \quad [\text{h}^{-1}] \\ d_{\epsilon} &= 3.6 \cdot 10^{-5} \quad [-] \end{aligned}$$

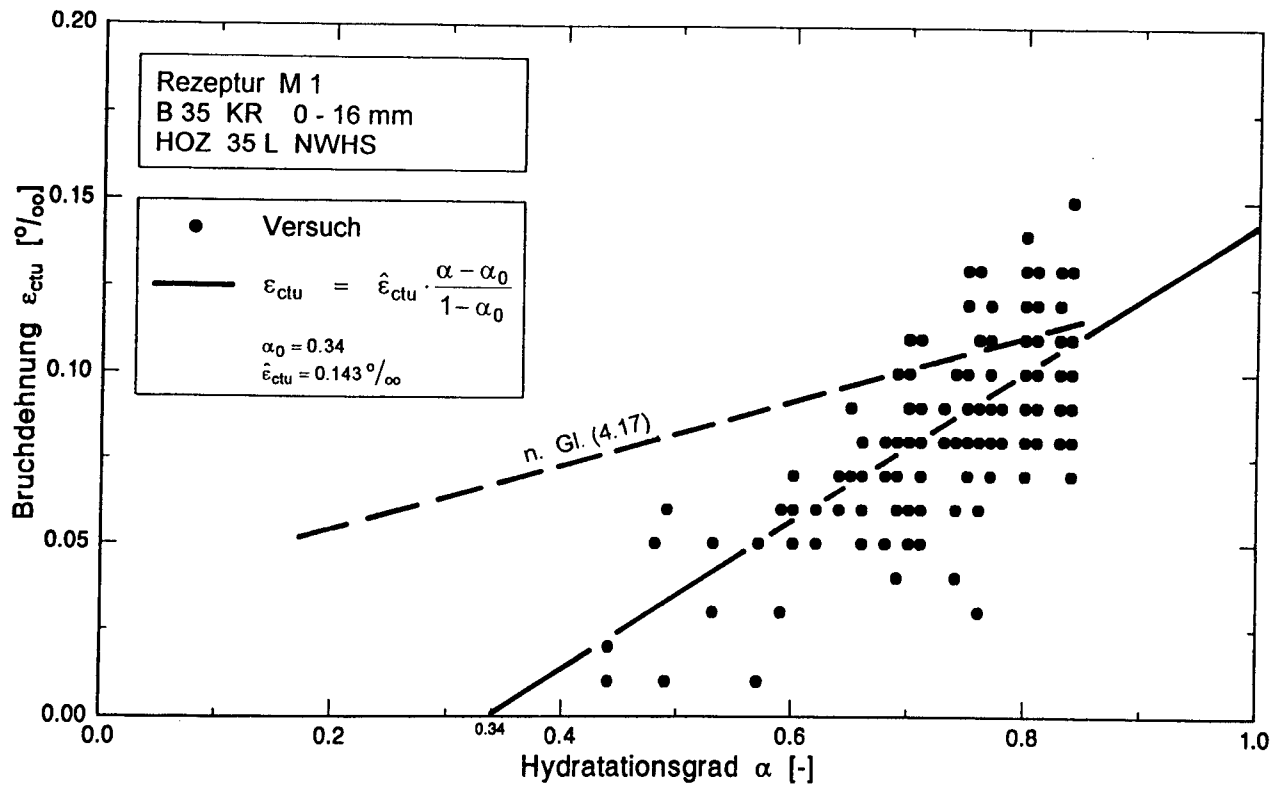


Abb. 4.26a: Bruchdehnung des Versuchsconcrete M1 in Abhängigkeit vom Hydratationsgrad, Versuch und rechnerischer Ansatz

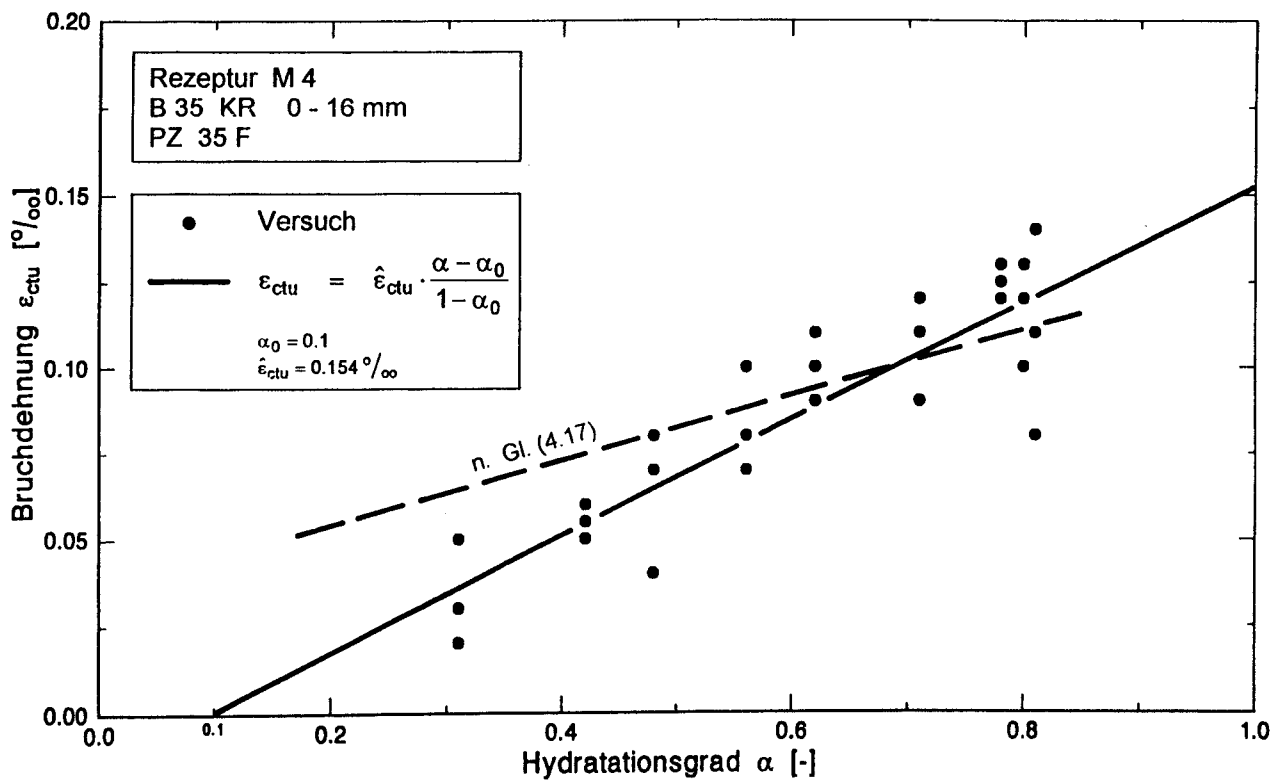


Abb. 4.26b: Bruchdehnung des Versuchsconcrete M4 in Abhängigkeit vom Hydratationsgrad, Versuch und rechnerischer Ansatz

Der Gültigkeitsbereich wird mit

$$0.17 \leq \alpha \leq 0.85$$

angegeben. Nach Gl. (4.17) ist der Einfluß der Dehngeschwindigkeit bei einer Verformungsgeschwindigkeit von 0.02 bis 20 ‰/h unerheblich. Erst bei Dehngeschwindigkeiten $\varepsilon < 0.02$ ‰/h führen Kriecheinflüsse und das zunehmende Betonalter während der Versuchsdauer zu einem erheblichen Zuwachs bei der Bruchdehnung.

Der lineare Zusammenhang zwischen Bruchdehnung und Hydratationsgrad läßt sich durch die Versuchsergebnisse in Abb. 4.26 in grober Näherung bestätigen, allerdings ergeben sich gegenüber Gl. (4.17) erhebliche Unterschiede. In Analogie zur Zugfestigkeit kann die Funktion

$$\hat{\varepsilon}_{ctu} = \frac{\varepsilon_{ctu}(\alpha)}{\varepsilon_{ctu}(\alpha = 1)} = \frac{\alpha - \alpha_0}{1 - \alpha_0} \quad (4.18)$$

auf die hydratationsgradabhängige Entwicklung der Bruchdehnung angewendet werden. Für die Ruhephase α_0 ergeben sich dabei ähnliche Werte wie bei der Zugfestigkeit (vergl. Abschnitt 4.5.1.2). Gleichung (4.18) gilt nur schnelle Zugversuche $\varepsilon > 0.02$ ‰/h. Die Umrechnung auf sehr langsame Dehnungsvorgänge kann aber unter Berücksichtigung des Kriechens und des fortschreitenden Betonalters erfolgen. Das entsprechende Rechenverfahren ist in [47] angegeben.

Gleichung (4.18) läßt sich auch auf weitere Betone anwenden, auf eine ausführliche Darstellung wird hier verzichtet. Die Streuung der im Versuch ermittelten Dehnungswerte veranschaulicht sehr gut, daß die Definition eines Bruchkriteriums ausschließlich auf der Basis der Bruchdehnung, bei der Vorhersage einer Rißbildung zu großen Unsicherheiten führt.

4.6 Viskoelastisches Verhalten des jungen Betons

4.6.1 Ergebnisse der Zugrelaxationsversuche

In den Abbn. 4.27 a bis c sind die bezogenen Restspannungen $\sigma_t(t) / \sigma_{t0}$ der Zugrelaxationsversuche aus Tabelle 3.3 in Abhängigkeit von der Belastungszeit aufgetragen. Zur besseren Darstellung wurde für die Belastungszeit ein logarithmischer Maßstab gewählt.

Wie bereits bei den Untersuchungen in [68] zeigen beide Betone im jungen Alter ein sehr ausgeprägtes Relaxationsvermögen, jedoch von unterschiedlicher Größenordnung. Während der Beton M2, Belastungsalter 24 Stunden, nach einer 72 stündigen Belastungszeit noch eine Restspannung von etwa 50 bis 60 % der Ausgangsspannung aufweist, ist die Spannung der Betonrezeptur M1 bereits auf ca. 30 % der aufgetragenen Belastung abgesunken. Dieser Unterschied läßt sich auch für die späteren Betonaltersstufen nachweisen, wenn auch geringer ausgeprägt.

Der Einfluß des Betonalters bei Belastungsbeginn auf das Relaxationsvermögen wird bei beiden untersuchten Betonen deutlich. Auch wenn die Kurvenverläufe in Abb. 4.27 c hier eine geringe Abweichung aufweisen, so verringert sich doch mit zunehmendem Betonalter das Relaxationsvermögen.

Der Belastungsgrad, also das Verhältnis der Anfangsspannung zur aktuellen Festigkeit des jungen Betons, scheint keinen Einfluß auf das Relaxationsvermögen zu haben, wie die Spannungsverläufe für zwei unterschiedliche Altersstufen in den Abbn. 4.28 a und b zeigen. Die Unterschiede in den Kurvenverläufen sind auf die Mischung- und Prüfstreuung sowie auf die Herstellungstoleranzen der DMS zurückzuführen. Beide Ergebnisse decken sich mit den Untersuchungen in [68].

4.6.2 Funktionelle Beschreibung der Zugrelaxation

Zur analytischen Beschreibung der Zugrelaxation verwendet Laube in [47] einen Exponentialansatz der Form

$$\psi(t) = \frac{\sigma_t(t)}{\sigma_{t0}} = e^{-P_1 \cdot t^{P_2}} \quad (2.43)$$

Die Parameter P_1 und P_2 wurden durch Regression der Versuchswerte bestimmt (vergl. Abschnitt 2.5.4.2). Inwieweit die Relaxationsparameter den Funktionsverlauf beeinflussen, ist aus Abb. 4.29 ersichtlich. Während der Parameter P_1 i.w. eine Verschiebung des Funktionsverlaufs zur Folge hat, steuert der Parameter P_2 maßgeblich die Neigung der Endtangente. Die Kombination beider Parameter gestattet eine optimale Kurvenanpassung.

Dieser Relaxationsansatz, Gl. (2.43), läßt sich auf die untersuchten Betonrezepturen M1 und M2 anwenden, wie der Vergleich mit den gemessenen Relaxationskurven in den Abbn. 4.27 a bis c zeigt. Die Versuchsergebnisse werden gut approximiert.

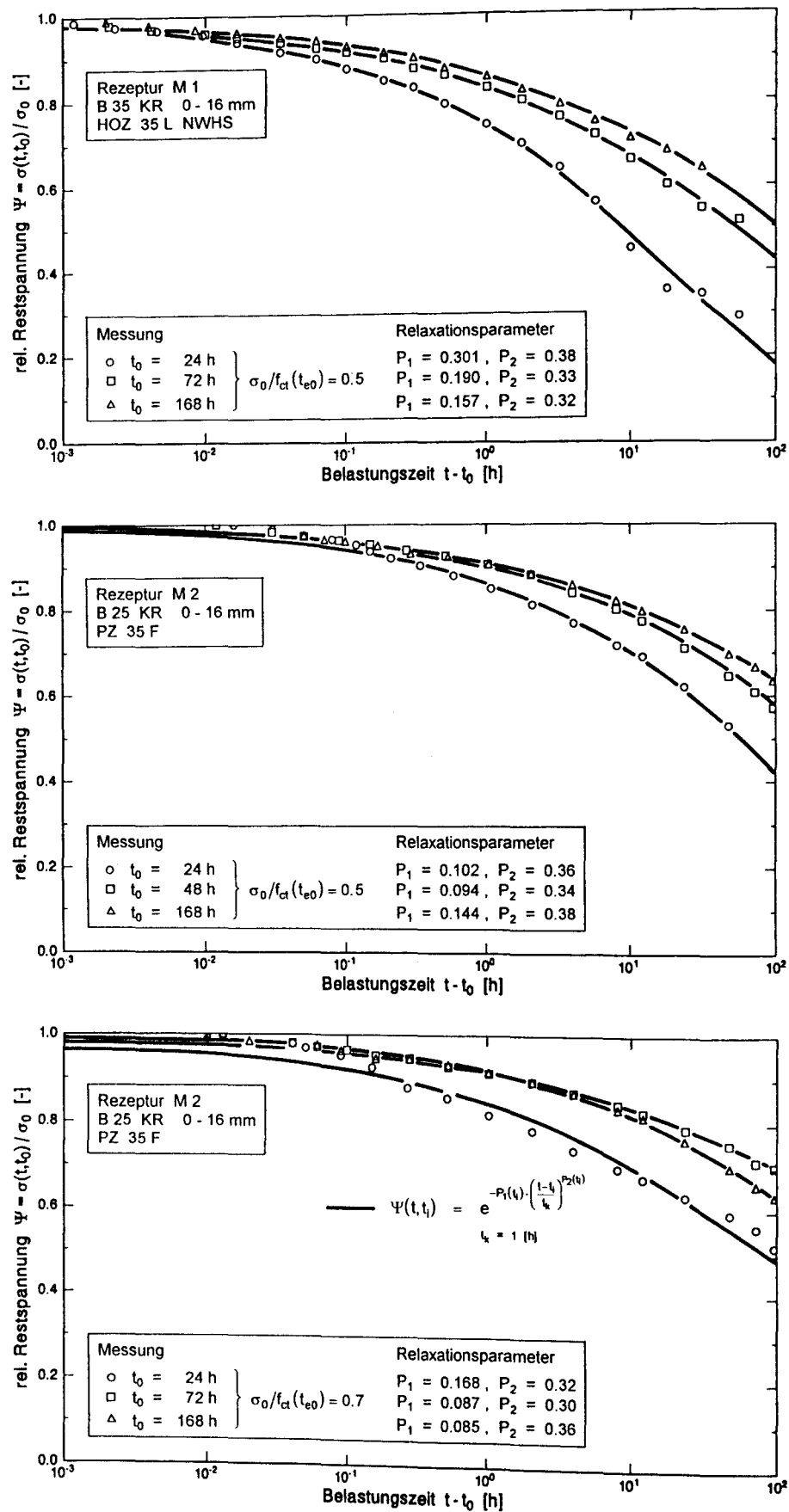


Abb. 4.27 a - c: Vergleich der gemessenen Zugrelaxation der Versuchsbetone M1 und M2 mit Rechenansatz, unterschiedliche Belastungsalter und -stufen

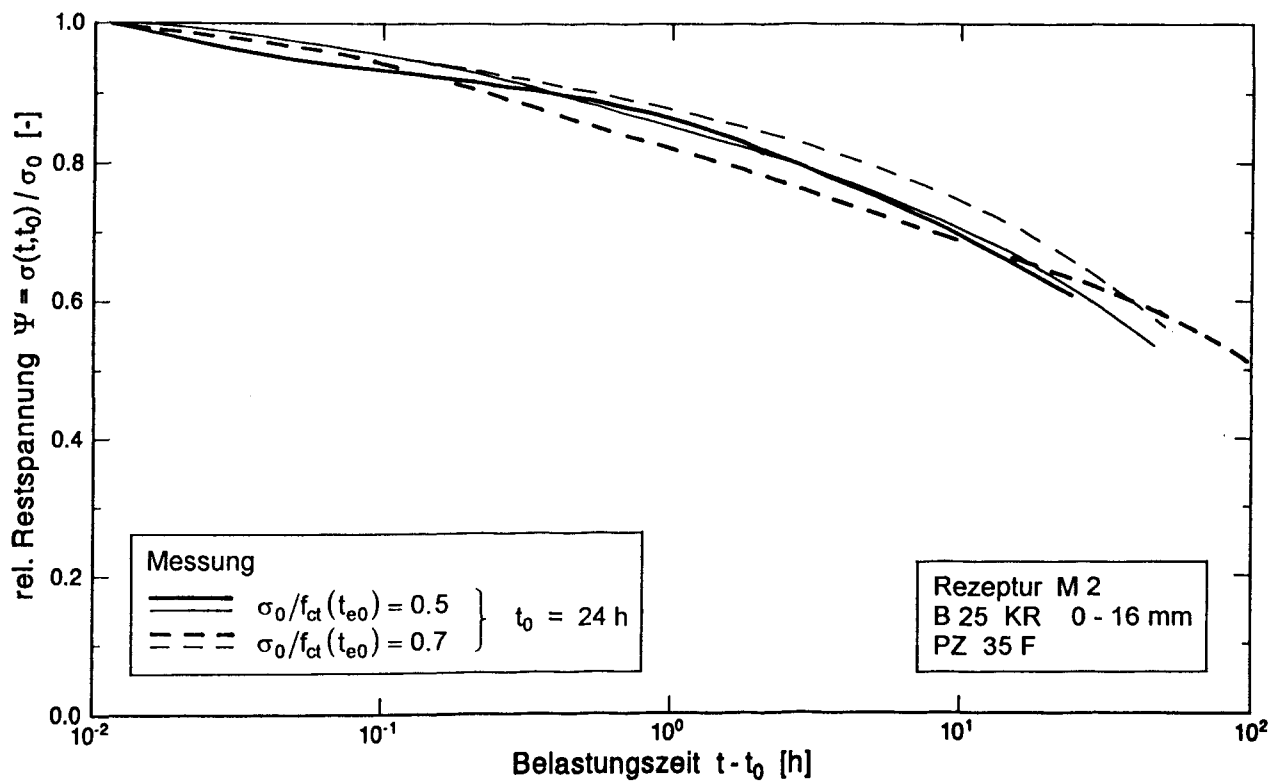


Abb. 4.28 a: Zugrelaxationsverhalten von 1 Tag alten Beton bei unterschiedlichen Belastungsgraden in Abhängigkeit von der Belastungsdauer

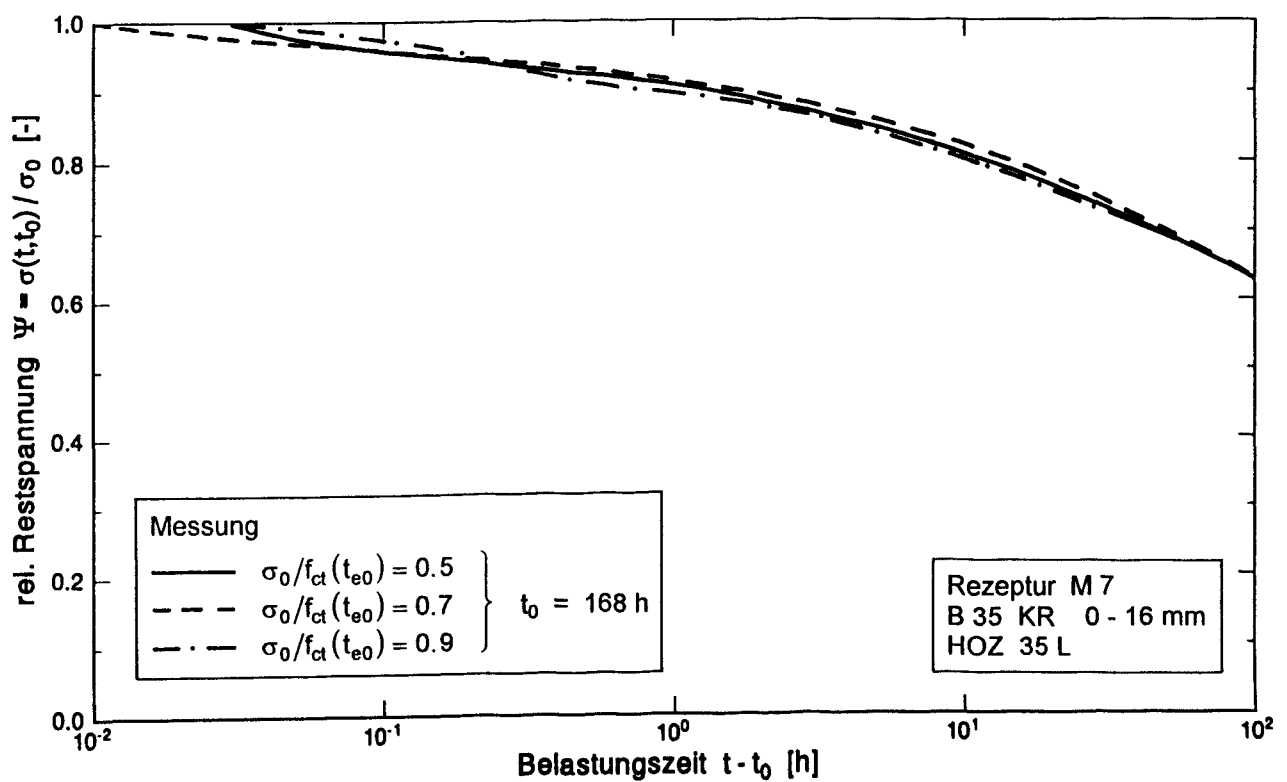


Abb. 4.28 b: Zugrelaxationsverhalten von 7 Tage alten Beton bei unterschiedlichen Belastungsgraden in Abhängigkeit von der Belastungsdauer

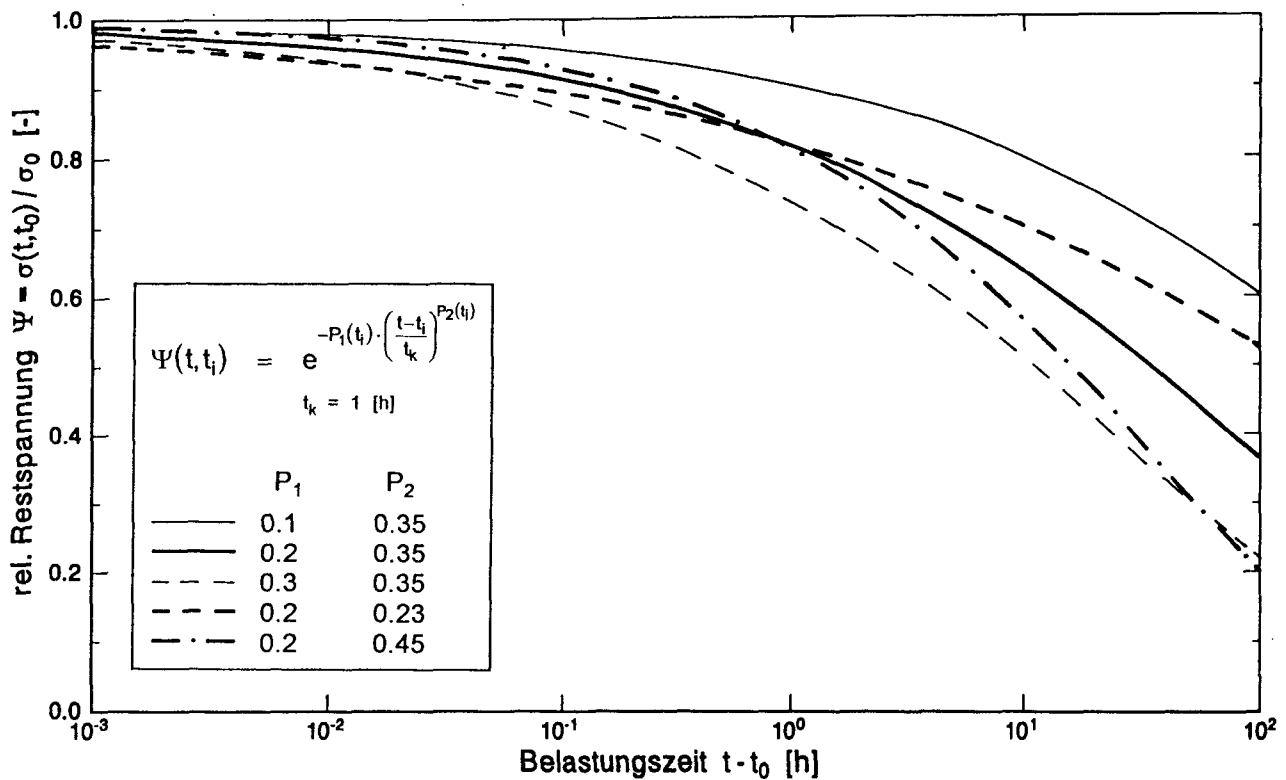


Abb. 4.29: Einfluß der Relaxationsparameter P_1 und P_2 auf den Verlauf der Ansatzfunktion

4.6.3 Hydratationsgradabhängige Darstellung der Relaxationsparameter

Laube stellte in [47] zunächst einen nichtlinearen Zusammenhang zwischen den Relaxationsparametern P_1 , P_2 und dem Betonalter fest, der sich nicht einfach funktionalisieren ließ. Hingegen ergab die Darstellung in Abhängigkeit vom Hydratationsgrad für den in [68] untersuchten Beton eine lineare Beziehung zwischen P_1 , P_2 und α (vergl. Abb. 2.10).

Die anhand der Betonrezepturen M1 und M2 gewonnenen Relaxationsparameter sind in den Abbn. 4.30 a und b als Funktion des Hydratationsgrades aufgetragen. Zwar weisen die Parameter beider Betone in etwa einen linearen Verlauf auf, die Werte decken sich aber nicht mit den in Abb. 2.10 angegebenen Streubändern. Besonders die Werte für die Rezeptur M1 weichen erheblich von den in [68] angegebenen Funktionsverläufen ab. Auch die Rezeptur M2 weist trotz ähnlicher Betonzusammensetzung wie in [68] Unterschiede gegenüber den Angaben in Abb. 2.10 auf.

Die vorliegenden Versuchsergebnisse bestätigen zwar den in [47] festgestellten linearen Zusammenhang zwischen den Relaxationsparametern in Gl. (2.43) und dem Hydratationsgrad, sie führen aber auch zu dem Schluß, daß die linearen Funktionsverläufe betonspezifisch sind. Nach den bisherigen Untersuchungen ist zu vermuten, daß Betone bei Verwendung eines langsam erhärtenden Zementes (z.B. HOZ) ein höheres Relaxationsvermögen aufweisen, als Betone mit einem normal oder schnell erhärtenden Zement.

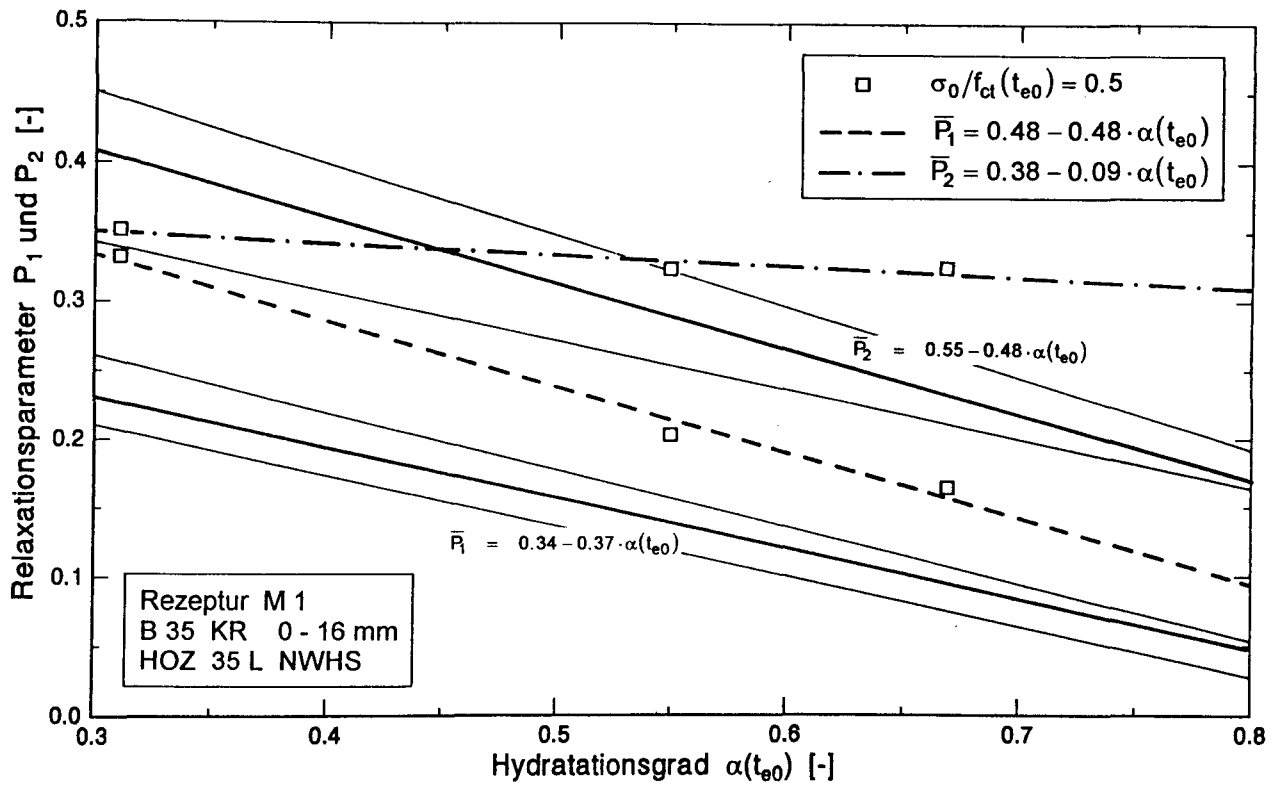


Abb. 4.30 a: Abhängigkeit der Relaxationsparameter P_1 und P_2 vom Hydratationsgrad der Erstbelastung für den Versuchsбетon M1

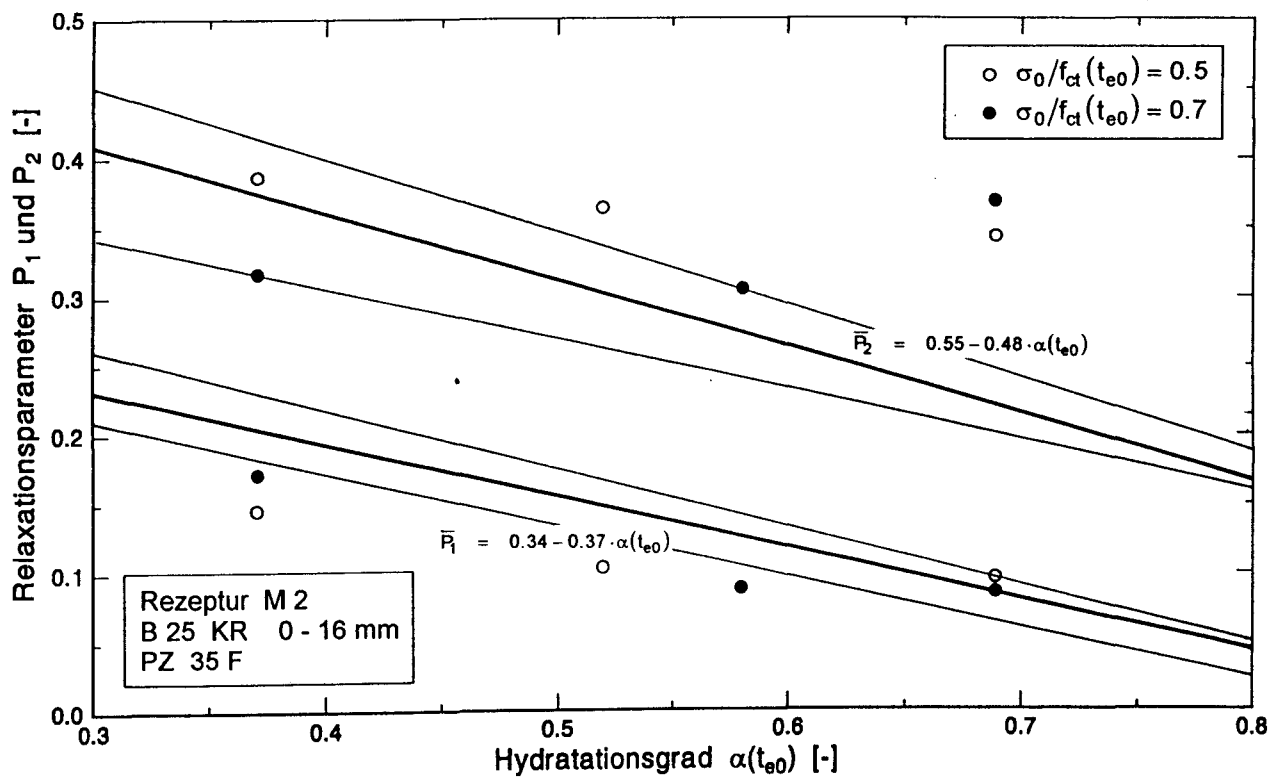


Abb. 4.30 b: Abhängigkeit der Relaxationsparameter P_1 und P_2 vom Hydratationsgrad der Erstbelastung für den Versuchsбетon M2

4.7 Ergebnisse der Bauteilversuche

4.7.1 Allgemeines

Die Ergebnisse der Bauteilversuche dienen der Überprüfung der bisherigen, an Laborproben gewonnenen Erkenntnisse zum Werkstoffverhalten des jungen Betons. Schwerpunkte bilden dabei die Messung der Bauteiltemperaturentwicklung zur Verifizierung der Wärmequellfunktion sowie die hydrationsgradabhängige Entwicklung der Zugfestigkeit im Bauwerk unter realen Erhärtingsbedingungen. Einen vollständigen Überblick über die Untersuchungen gibt die schematische Darstellung in Abb. 3.4.

4.7.2 Bauteiltemperaturentwicklung

Die Bauteiltemperaturen der 4 Bauteilversuche wurden während der gesamten Abbindephase des Betons bis zum Temperatenausgleich im Versuchskörper gemessen. Die Lage der Meßstellen ist aus dem Meßstellenplan, Abb. 3.5, ersichtlich.

Die Abbildungen 4.31 a und b zeigen exemplarisch die Temperaturverläufe von 2 Versuchskörpern über einen Zeitraum von 14 Tagen. In dem Temperatur-Zeit-Diagramm sind Rand- und Mittentemperatur des Versuchskörpers sowie der Temperaturverlauf der umgebenden Luft dargestellt (durchgezogene Linien). Deutlich ist zu erkennen, wie die Rand- und Mittentemperatur in der Anfangsphase nahezu parallel ansteigen. Interessant dabei ist, daß die Randtemperatur zunächst höher ist als die Temperatur in Versuchskörpermitte. Dieser ungewöhnliche Temperaturverlauf resultiert aus den thermischen Randbedingungen in der Versuchshalle. Die Lufttemperatur betrug während des gesamten Versuchszeitraums i.M. etwa 20 °C, hingegen wurde der Beton mit einer Frischbetontemperatur von ca. 13 °C bzw. 10 °C eingebaut. Entsprechend dem Temperaturgefälle zwischen dem frisch eingebauten Beton und der Luft heizten sich die Randzonen der Versuchskörper in den ersten 24 Stunden schneller auf als die Mitte. Erst danach nahm die Kerntemperatur weiter zu und stieg nach einer Zeitspanne von etwa 48 bis 72 Stunden auf einen Maximalwert von 37 °C. Die Temperaturerhöhung gegenüber der Frischbetontemperatur betrug je nach Versuchskörper zwischen 25 und 28 K.

Im 1. Bauteilversuch wurde der Versuchskörper nach ca. 48 Stunden abgedeckt und die ersten Bohrkerne entnommen. Das längere Entfernen der Abdeckung und das beim Bohren ablaufende Wasser führten zu einer merklichen Abkühlung des Versuchskörpers. Deutlich erkennbar ist dies am schlagartigen Absinken der Kerntemperatur nach ca. 48 Stunden. Im weiteren Versuchsablauf wurden solche Störungen im Temperaturverlauf durch besondere Maßnahmen, wie eine beschleunigte Probekörperentnahme und die Anpassung der Wassertemperatur an die Betontemperatur, vermieden.

Obwohl die verwendete 1.5 mm dicke Stahlschalung keine wärmedämmende Wirkung besitzt, hatte auch das Entfernen der Seitenschalung einen Abkühlungseffekt zur Folge, wie der Verlauf der Randtemperatur in Abb. 4.31 b zeigt. Die Verdunstung der Oberflächenfeuchte ist hier als wesentliche Ursache anzusehen. Wird der Beton in einem sehr frühen Stadium ausgeschalt, wie in Abb. 4.31 b nach etwa 24 Stunden, so wird dem Beton bei der sofort einsetzenden Verdunstung Wärmeenergie entzogen und die Betontemperatur im Randbereich fällt ab.

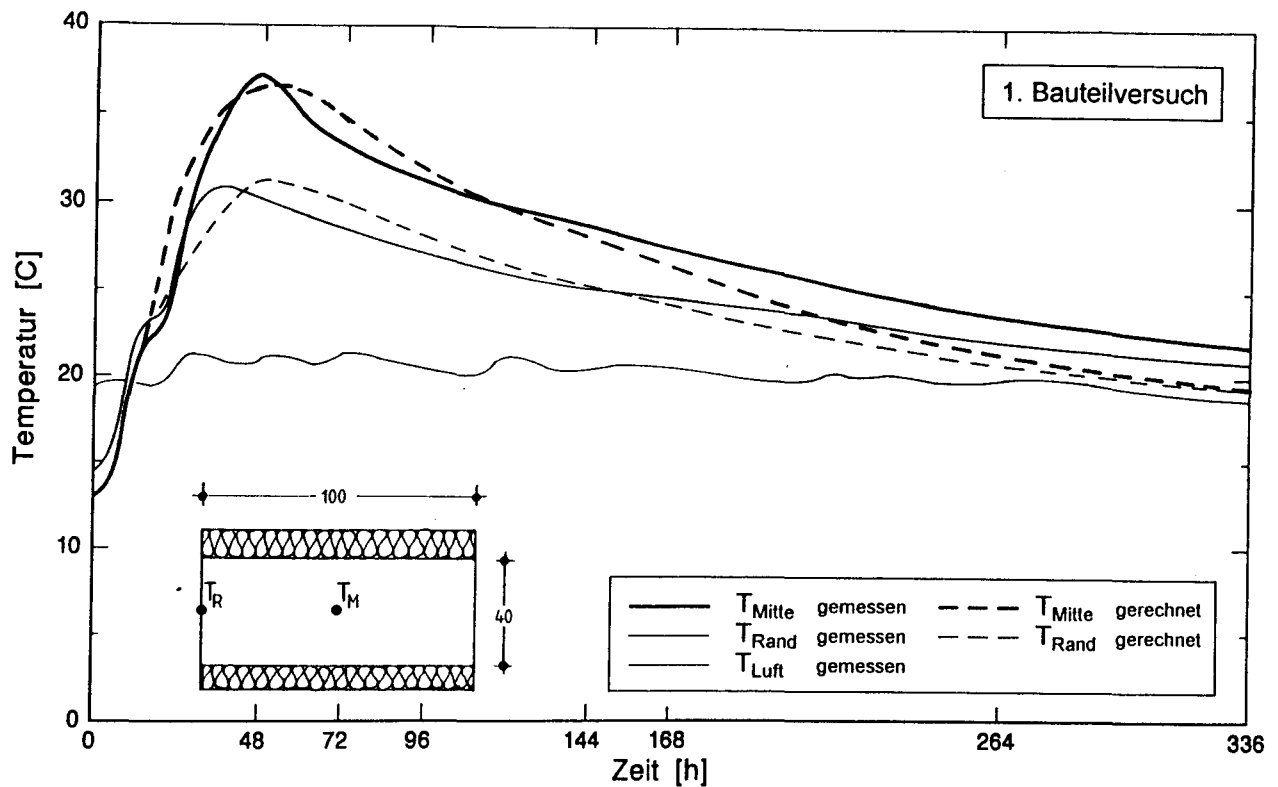


Abb. 4.31 a: Vergleich zwischen gemessenem Temperaturverlauf und gerechneten Temperaturen (FEM), Bauteilversuch 1

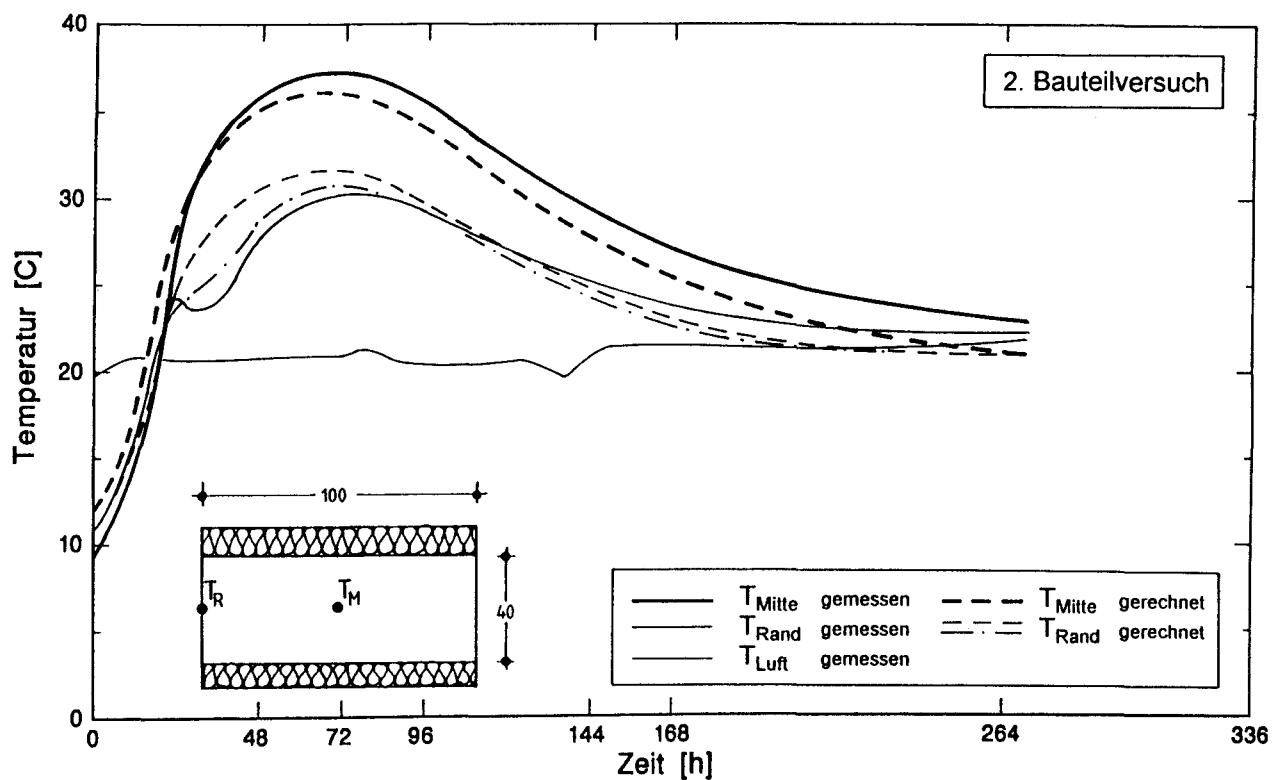


Abb. 4.31 b: Vergleich zwischen gemessenem Temperaturverlauf und gerechneten Temperaturen (FEM), Bauteilversuch 2

4.7.3 Temperatur- und Hydratationsgradberechnungen

4.7.3.1 Vergleich der Rechenergebnisse mit Temperaturberechnungen

Temperaturmessungen, die an einzelnen Bauteilen unter definierten Randbedingungen gewonnen wurden, sind stets als Einzelergebnis zu betrachten. Sie sind i.d.R. nicht auf andere Bauteilgeometrien bzw. thermische Randbedingungen übertragbar. Finite Rechenverfahren hingegen bieten den Vorteil, daß sich Temperaturverläufe in beliebigen Bauteilstrukturen simulieren lassen. Die Güte instationärer Temperaturberechnungen hängt i.w. von der richtigen Erfassung der Wärmequellfunktion sowie der Rand- und Übergangsbedingungen ab.

Auf der Basis der adiabatischen Wärmemessungen in Abschnitt 4.1 wurde die Wärmeleistung des Betons nach Gl. (2.7) definiert und in ein bestehendes zweidimensionales FEM-Temperaturprogramm eingebaut. Mit diesem Programm lassen sich durch Einsatz zweidimensionaler Rechteckelemente beliebige ebene Strukturen mit unterschiedlichen Materialien und Randbedingungen analysieren. Auf eine Darstellung des Programms wird verzichtet und auf die ausführliche Programmbeschreibung in [85] verwiesen. Anwendungsbeispiele für Hydratationswärme enthalten [47] und [66].

Durch Vergleich mit den gemessenen Temperaturverläufen der Bauteilversuche läßt sich die Leistungsfähigkeit der Evolutionsgleichungen für die Wärmeentwicklung, Gl. (2.7) mit (4.4) sowie (2.12), aufzeigen. In den Abb. 4.31 a und b sind die mittels der FEM ermittelten Temperaturen (gestrichelte Linien) den gemessenen gegenübergestellt. Die rechnerischen Temperaturverläufe wurden unter der Voraussetzung der zeitlich konstanten Wärmeleitfähigkeit und Wärmekapazität ermittelt (vergl. Abschnitt 2.4.4). Die gemessenen und gerechneten Temperaturkurven sind weitgehend deckungsgleich. Sowohl die Temperaturmaxima als auch die Unterschiede zwischen Kerntemperatur und der Temperatur des Bauteilrandes sind nahezu identisch, lediglich im zeitlichen Verlauf ergeben sich geringe Unterschiede. Der gegenüber der Berechnung geringere Temperaturabfall im Bauteil nach etwa 6 bis 7 Tagen ist auf die zeitlich veränderliche Temperaturleitfähigkeit und Wärmekapazität des Betons während der Erhärtungsphase zurückzuführen. Hierzu wurden keine Messungen durchgeführt.

Feuchteinflüsse sind mit konstanten Parametern nicht zu erfassen. Deutlich wird dies durch Vergleich der gemessenen und berechneten Temperaturverläufe des Bauteilversuchs in Abb. 4.30 b. Im Vergleich zur Kerntemperatur bestehen zwischen der gemessenen und der rechnerischen Randtemperatur erhebliche Unterschiede. Der Einfluß der Verdunstungskälte läßt sich bei Annahme konstanter Wärmeübergangsbedingungen (gestrichelte Linie) nicht erfassen. Verbesserungen in der Berechnung lassen sich durch eine zeitlich begrenzte Erhöhung der Wärmeübergangskoeffizienten erzielen (punktgestrichelte Linie).

4.7.3.2 Ermittlung von Temperatur- und Hydratationsgradfeldern

Die Beurteilung der Rißgefahr eines Bauteils erfordert neben der Kenntnis der alters- bzw. hydratationsgradabhängigen mechanischen Eigenschaften des jungen Betons eine genaue Prognose der Bauteiltemperatur- und Hydratationsgradfelder. Erst dadurch lassen sich die mechanischen Eigenschaften im Bauwerk zuordnen, Temperaturspannungen und Festigkeiten gegenüberstellen.

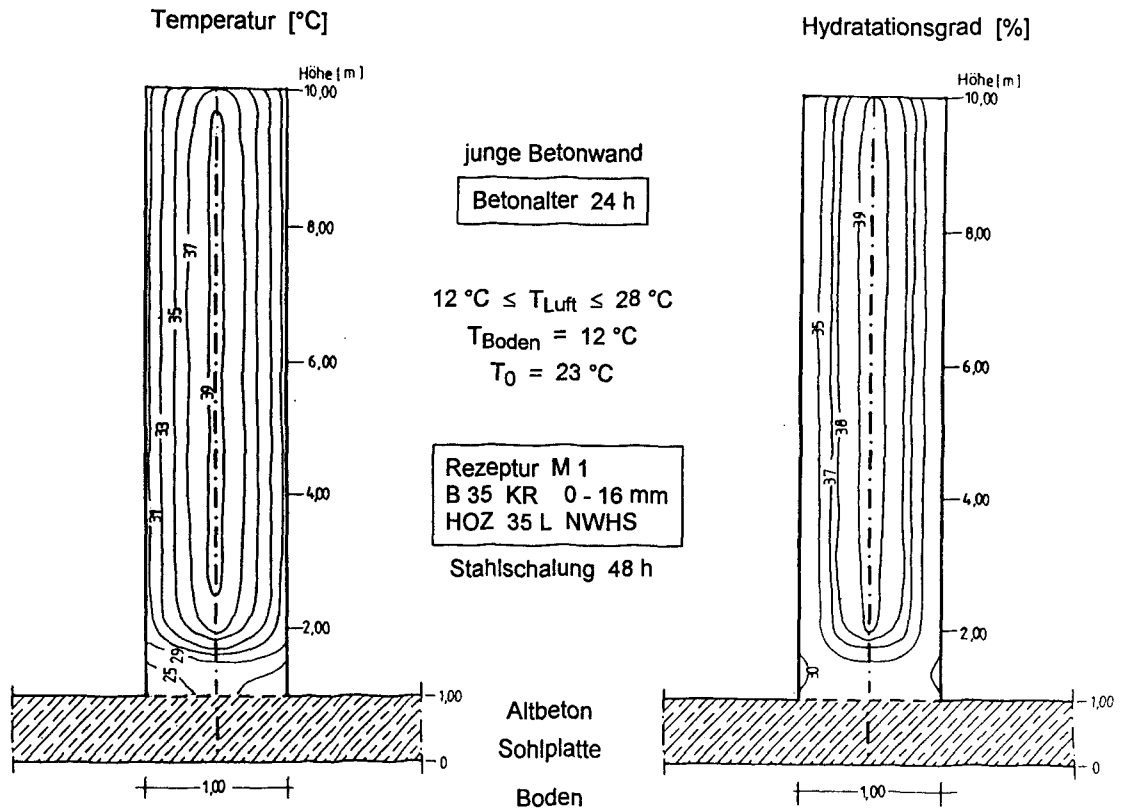


Abb. 4.32 a: Temperatur- und Hydratationsgradverteilung einer Wand auf einer Sohlplatte im Alter von 24 Stunden unter sommerlichen Temperaturbedingungen

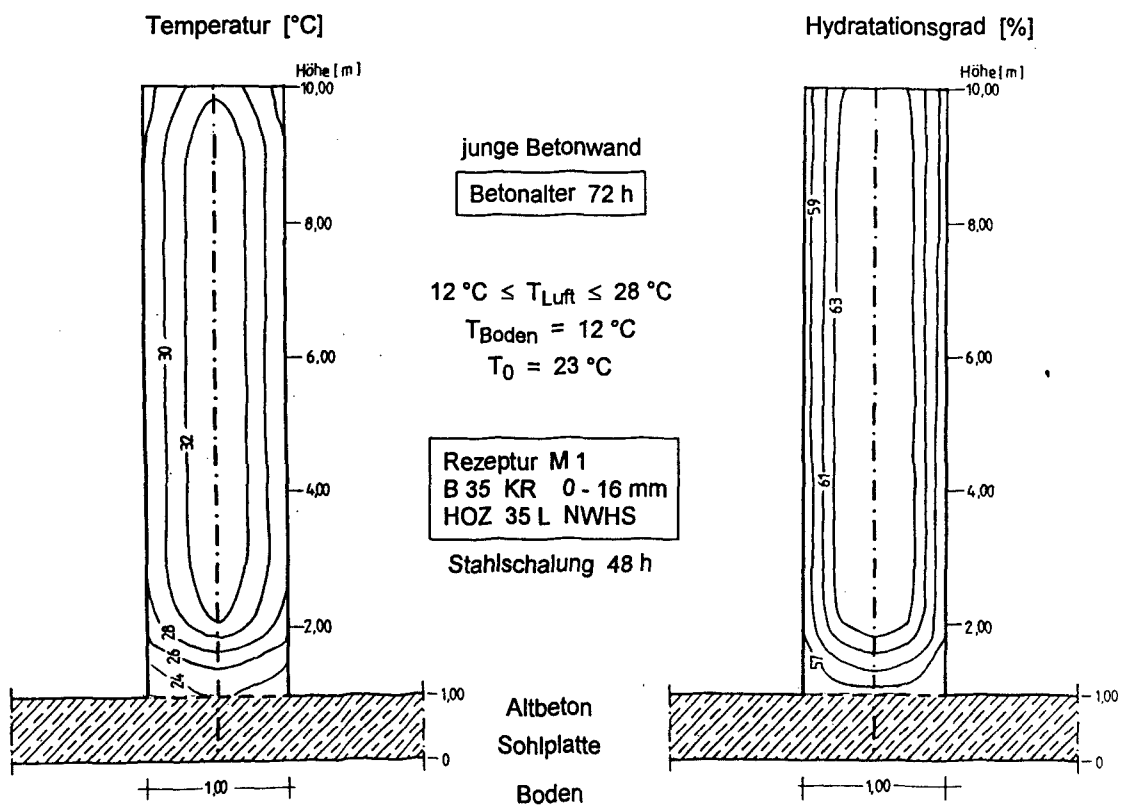


Abb. 4.32 b: Temperatur- und Hydratationsgradverteilung einer Wand auf einer Sohlplatte im Alter von 72 Stunden unter sommerlichen Temperaturbedingungen

Die Abbildungen 4.32 a und b zeigen exemplarisch die Möglichkeiten der gekoppelten Temperatur- und Hydratationsgradberechnung und die daraus folgende Verknüpfung mit den mechanischen Eigenschaften des jungen Betons. Das Beispiel stellt die für die Betonrezeptur M1 berechneten Temperatur- und Hydratationsgradfelder einer unter sommerlichen Witterungsbedingungen allseitig auskühlenden jungen Stahlbetonwand auf einer bereits erhärteten Fundamentplatte zu zwei verschiedenen Zeitpunkten (24 h und 72 h) dar. Wie am Verlauf der Temperaturlinien in der jeweiligen linken Bildhälfte deutlich zu erkennen ist, herrscht abgesehen vom Kopf- und Fußpunkt nahezu über die gesamte Wandhöhe ein eindimensionales Temperaturfeld. Näherungsweise ist daher auch eine eindimensionale Temperaturberechnung möglich.

Der Vergleich mit den hydratationsgradabhängigen Werkstoffeigenschaften z.B. in Abb. 4.19 a zeigt, daß die Festkörpereigenschaften erst ab einem Hydratationsgrad von 35 % wirksam werden. Ein Ausschalen der Wand nach 24 Stunden wäre also kaum möglich.

4.7.4 Zugfestigkeitsentwicklung im Bauwerk

Ein Kernpunkt der Bauteilversuche bildete die Überprüfung des anhand von Laborproben entwickelten Festigkeitsmodells für den jungen Beton und dessen Anwendung auf die Verhältnisse im Bauwerk. Wie bereits in Abschnitt 3.9 dargelegt, wurden in den 4 durchgeführten Bauteilversuchen jeweils 2 Versuchskörper hergestellt, wobei ein Versuchskörper (Dehnkörper), zur Ermittlung des Einflusses einer langandauernden Zwangbeanspruchung auf die Zugfestigkeit, im Spannbett einer Zwangdehnung bis zur Rißbildung unterzogen wurde.

In den Abbn. 4.33 a bis d ist die Zugfestigkeitsentwicklung der gemäß Abb. 3.6 entnommenen Bohrproben beider Versuchskörper (Dehnkörper und Nebenkörper) in Abhängigkeit vom Hydratationsgrad aufgetragen. Die ersten Bohrkerne wurden je nach Bauteilversuch im Alter von 2 bis 6 Tagen entnommen. In den Versuchen ZDV2 bis ZDV4 wurden vergleichsweise späte Prüfzeitpunkte gewählt, um den Einfluß der Zwangbeanspruchung auf die Zugfestigkeit im Bauwerk quantifizieren zu können. Eine ausführliche Darstellung der Versuchsergebnisse enthält [66].

Alle Bauteiluntersuchungen weisen einen eindeutigen linearen Zusammenhang zwischen der Zugfestigkeit und dem Hydratationsgrad auf. Die Ergebnisse bestätigen damit die in Abschnitt 4.5.1.2 entwickelte lineare Ansatzfunktion. Interessant ist ebenfalls die Tatsache, daß die Zugfestigkeitsentwicklung im Bauwerk (Abb. 4.33) den gleichen Wert für α_0 aufweist wie in Abb. 4.19 a. Daraus läßt sich der Schluß ziehen, daß die *dormant phase* von den Erhärtingsbedingungen im Bauwerk nicht beeinflußt wird, sondern lediglich als Funktion der Betonzusammensetzung zu betrachten ist. Dieses Ergebnis ließ sich i.ü. auch für die Druckfestigkeitsentwicklung nachweisen (hier nicht dargestellt).

Dennoch unterscheiden sich die Festigkeitswerte in der Höhe z.T. erheblich. So variiert die durch Extrapolation ermittelte fiktive Endfestigkeit für $\alpha = 1$ je nach Versuch zwischen 3.43 bis 3.75 N/mm² bei den belasteten Dehnkörpern und zwischen 3.99 und 4.56 N/mm² bei den unbelasteten Nebenkörpern. Im Bauteil ergeben sich somit erheblich höhere Festigkeiten als bei den Laborproben in Abb. 4.19 a.

Diese Festigkeitsunterschiede sind auf verschiedene Ursachen zurückzuführen, sie lassen sich wie folgt in kurzer Form zusammenfassen:

- Die höheren Betonzugfestigkeiten der Bauwerksproben gegenüber den Laborprüfkörpern in Abb. 4.19 a sind auf den Unterschied zwischen Betonier- und Prüfrichtung zurückzuführen. Während sich die Druckfestigkeit gegenüber der Prüfrichtung invariant zeigt, ist die Größe der Zugfestigkeit richtungsabhängig. Im Gegensatz zur Beanspruchung im Bauwerk verlaufen Betonier- und Belastungsrichtung bei den gesondert hergestellten Zylinderproben parallel zueinander. Dadurch kommt es gegenüber den horizontal gebohrten Bauteilproben zu einer Reduktion der Zugfestigkeit.
- Die geringere Verdichtung des Bauwerksbetons hat einen Einfluß auf die Höhe der Betonzugfestigkeit. Nach den Untersuchungen in [66] erreicht die Zugfestigkeit im Bauwerk bei ansonsten gleichen Randbedingungen nur etwa 90 % der Zugfestigkeit von gut verdichteten Laborprüfkörpern.
- Die festigkeitsmindernde Wirkung einer langandauernden Zwangbeanspruchung auf die Betonzugfestigkeit konnte durch Vergleich der Probekörper der belasteten Dehnkörper mit den Probekörpern der unbelasteten Nebenkörper nachgewiesen werden. Die Reduzierung beträgt nach [66] etwa 15 %.

Eine ausführliche Darstellung dieser Teilergebnisse enthält der Forschungsbericht des Deutschen Beton-Vereins [66], für weitergehende Erläuterungen wird darauf verwiesen.

Nach den vorliegenden Untersuchungsergebnissen aus Abschnitt 4.5 ist von einer linearen Zunahme der Zugfestigkeit mit wachsendem Hydratationsgrad auszugehen. Die Gültigkeit dieser Gesetzmäßigkeit wurde bisher nur bis zu einem Betonalter von 28 Tagen nachgewiesen. Um Aufschluß über die Zugfestigkeitsentwicklung im Alter $t > 28$ d zu bekommen, wurden die Versuchskörper nach Abschluß der Untersuchungen am jungen Beton auf dem Institutsgelände zwischengelagert. In dem nachfolgenden Zeitraum, bis zu einem Betonalter von ca. 2,5 Jahren, wurden zu verschiedenen Zeitpunkten weitere Proben entnommen und die Zugfestigkeitsentwicklung überprüft.

Die Ergebnisse dieser Untersuchungen sind ebenfalls in den Abbn. 4.33 a und b aufgetragen (ausgefüllte Kreise). Im Vergleich zu den Festigkeitswerten im jungen Alter ergibt sich folgender Unterschied:

- Im Falle der unbelasteten Nebenkörper ist kein wesentlicher Festigkeitszuwachs feststellbar. Die Versuchswerte weichen von der prognostizierten Zugfestigkeitsentwicklung (Geradengleichung) erheblich ab.
- Für den Fall der belasteten Dehnkörper nimmt die Zugfestigkeit auch nach 28 Tagen weiterhin zu. Die Festigkeitswerte liegen in etwa auf der durch Regression ermittelten ausgleichenden Geraden, sie überschreiten jedoch nicht die Zugfestigkeit der zugehörigen unbelasteten Nebenkörper.

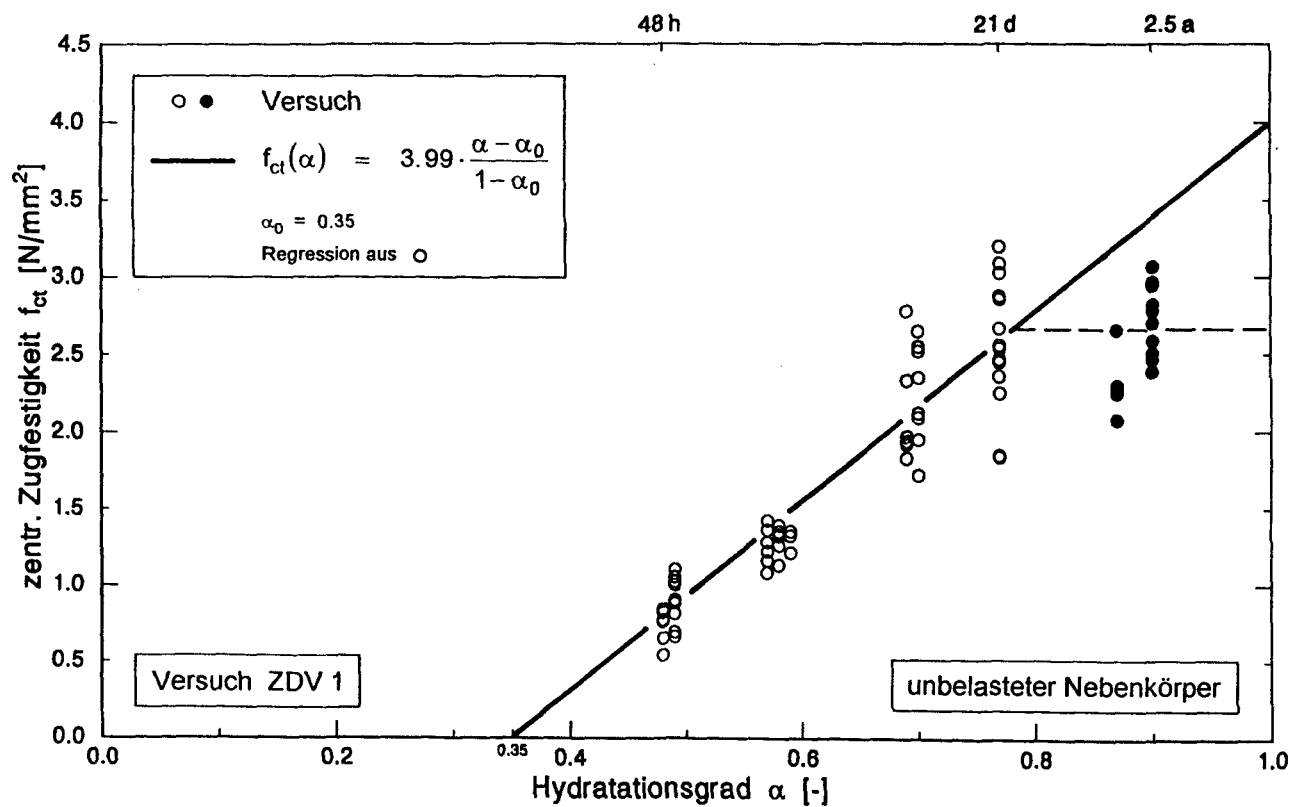
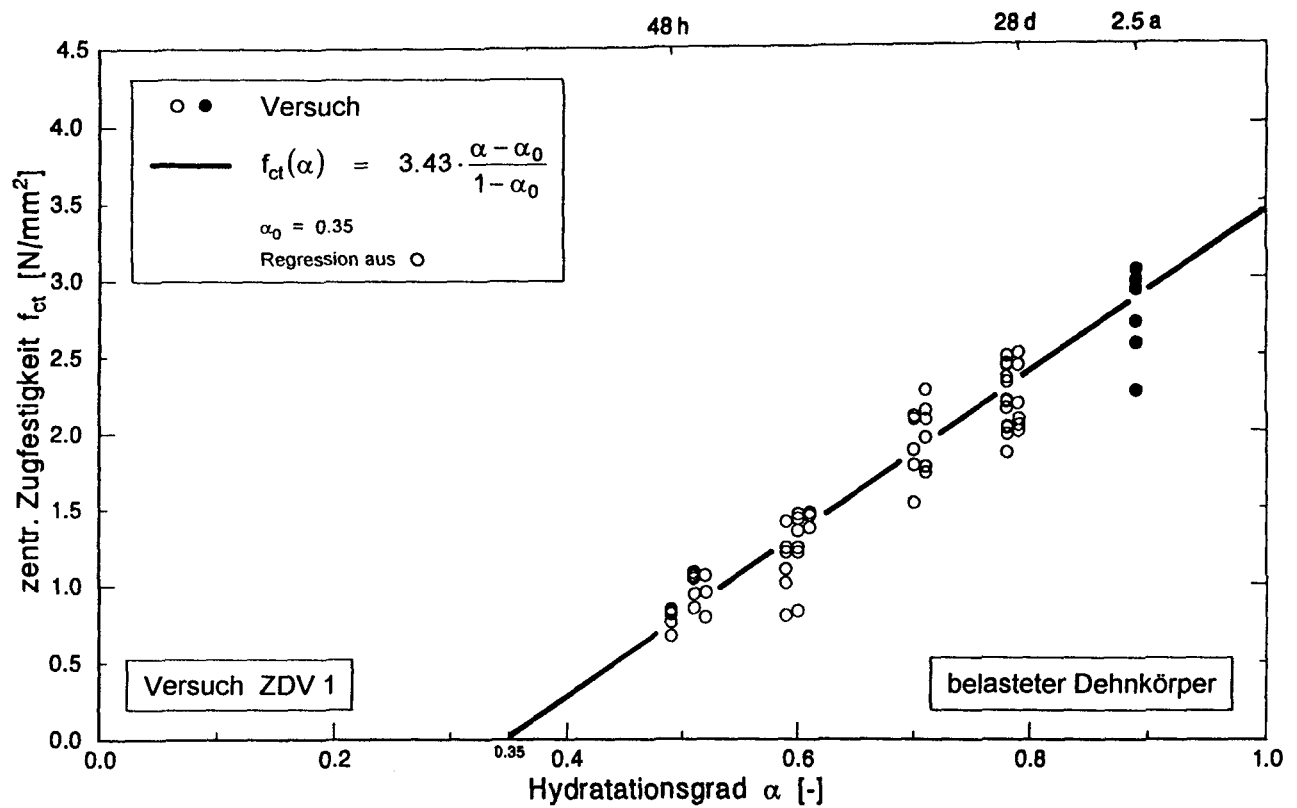


Abb. 4.33 a: Bezogene Bauwerkszugfestigkeit in Abhängigkeit vom Hydratationsgrad, Vergleich belasteter Dehnkörper mit unbelasteten Nebenkörpern im Bauteilversuch ZDV 1

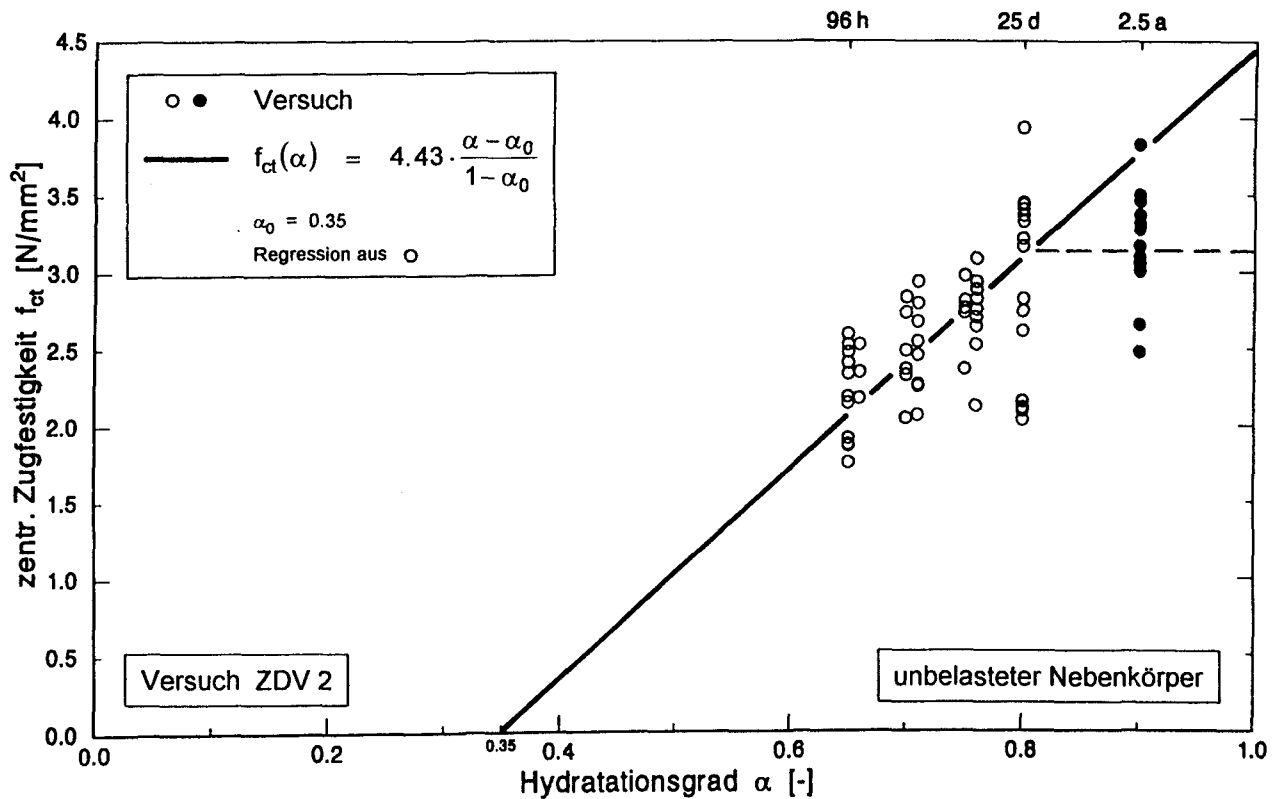
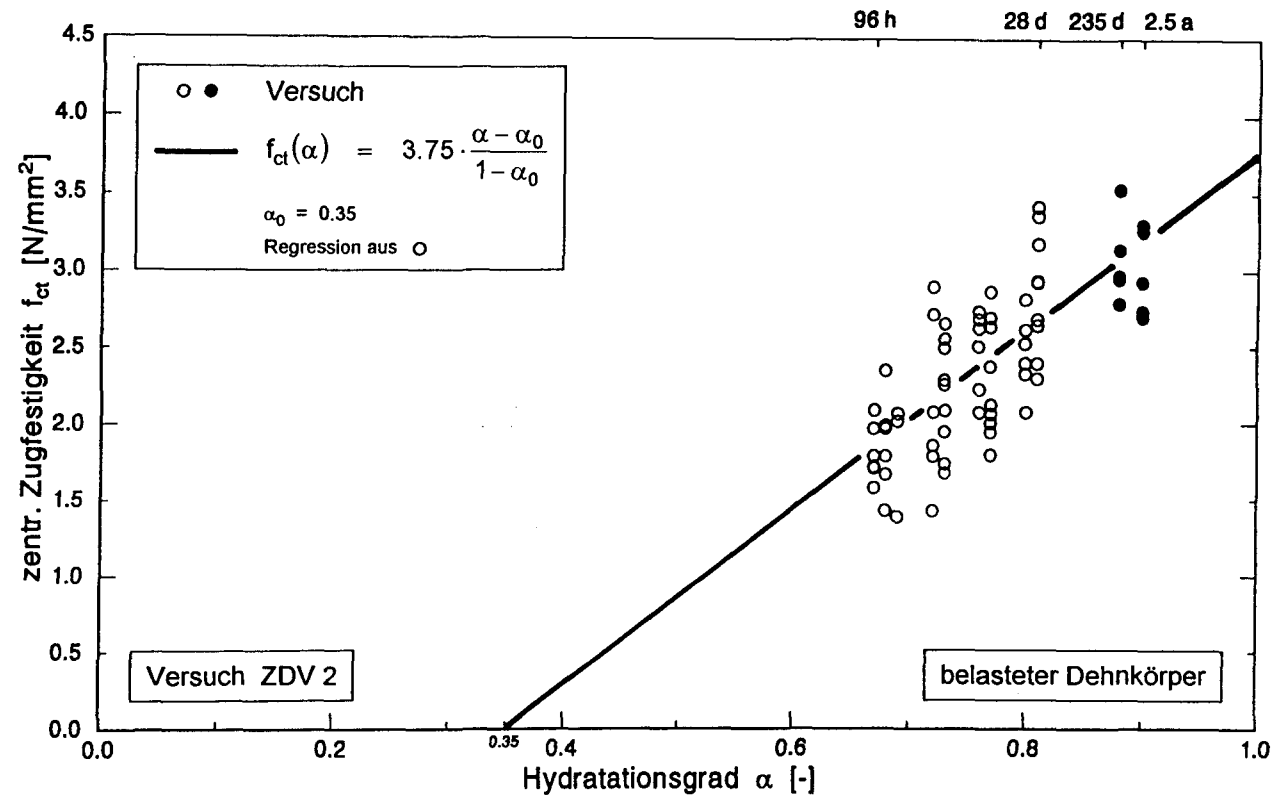


Abb. 4.33 b: Bezogene Bauwerkszugfestigkeit in Abhängigkeit vom Hydratationsgrad, Vergleich belasteter Dehnkörper mit unbelasteten Nebenkörpern im Bauteilversuch ZDV 2

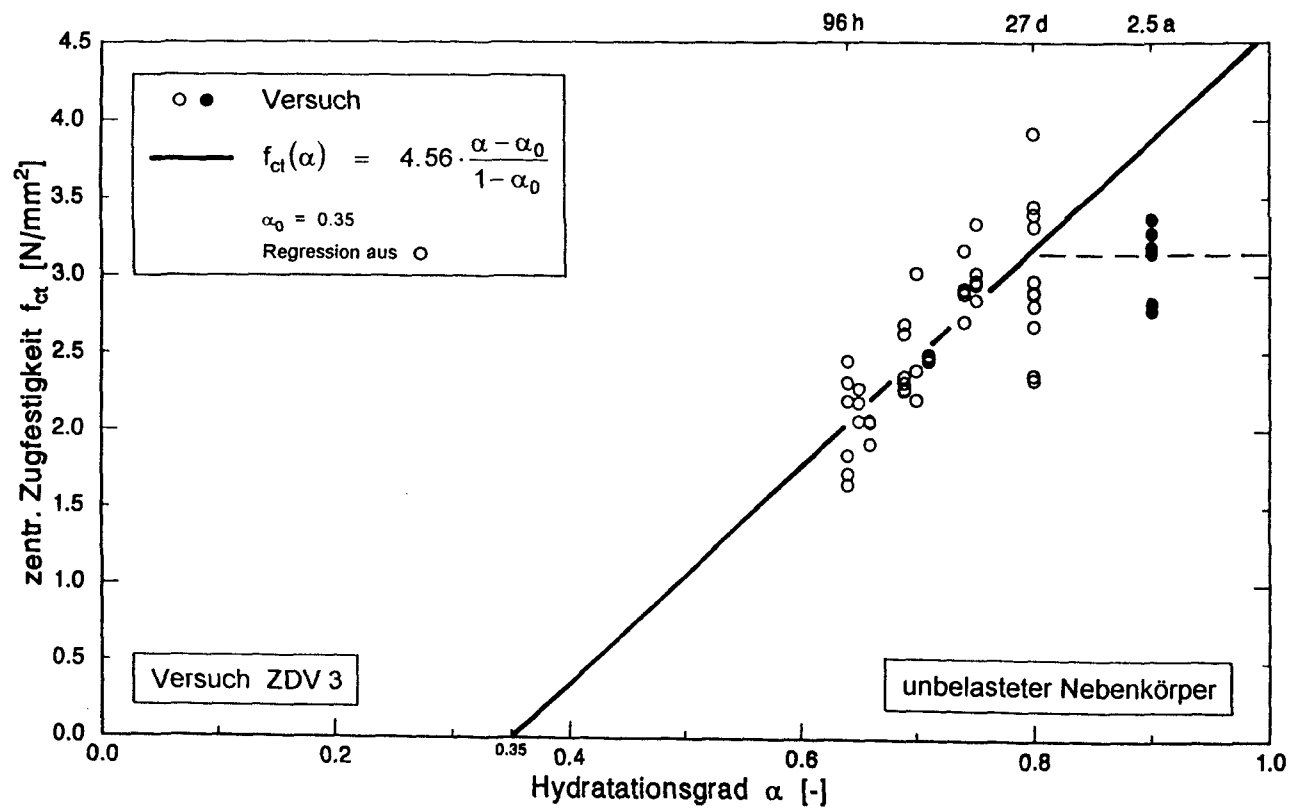
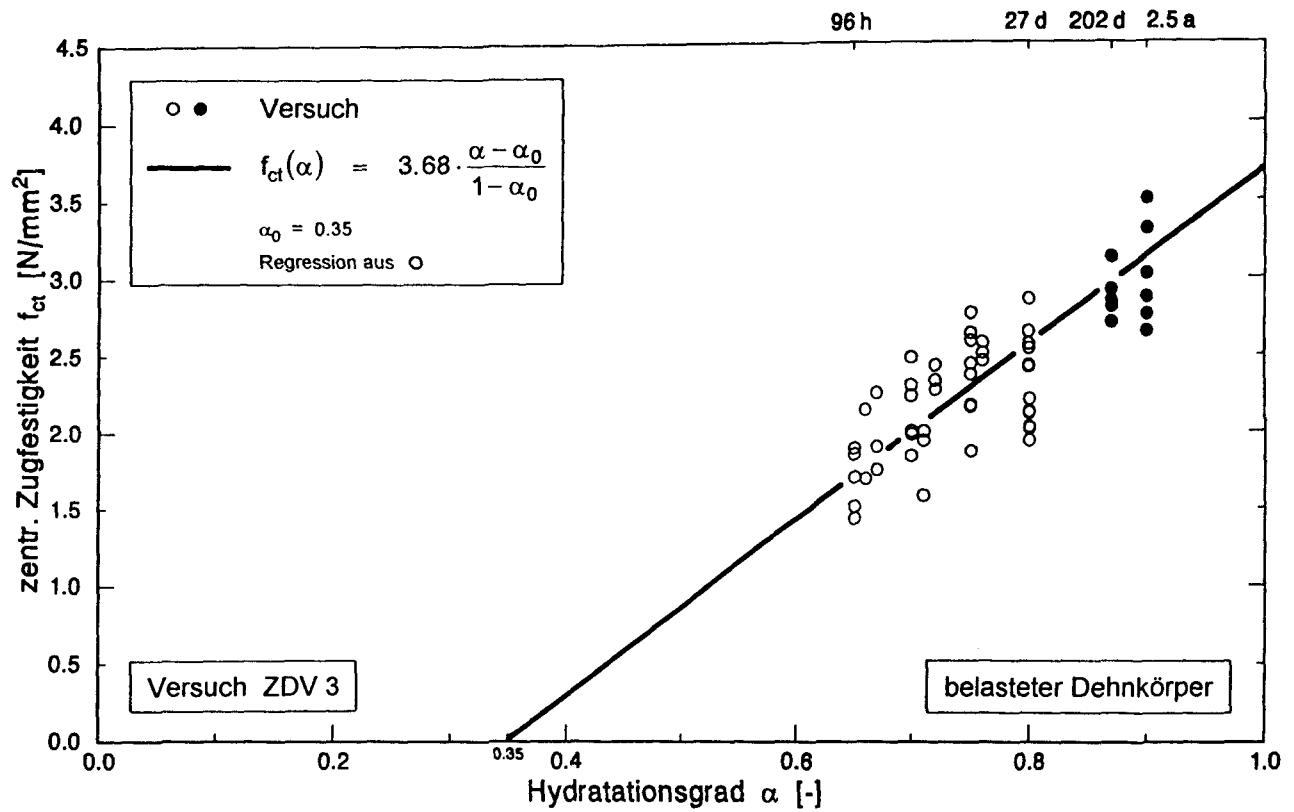


Abb. 4.33 c: Bezogene Bauwerkszugfestigkeit in Abhängigkeit vom Hydratationsgrad, Vergleich belasteter Dehnkörper mit unbelasteten Nebenkörpern im Bauteilversuch ZDV 3

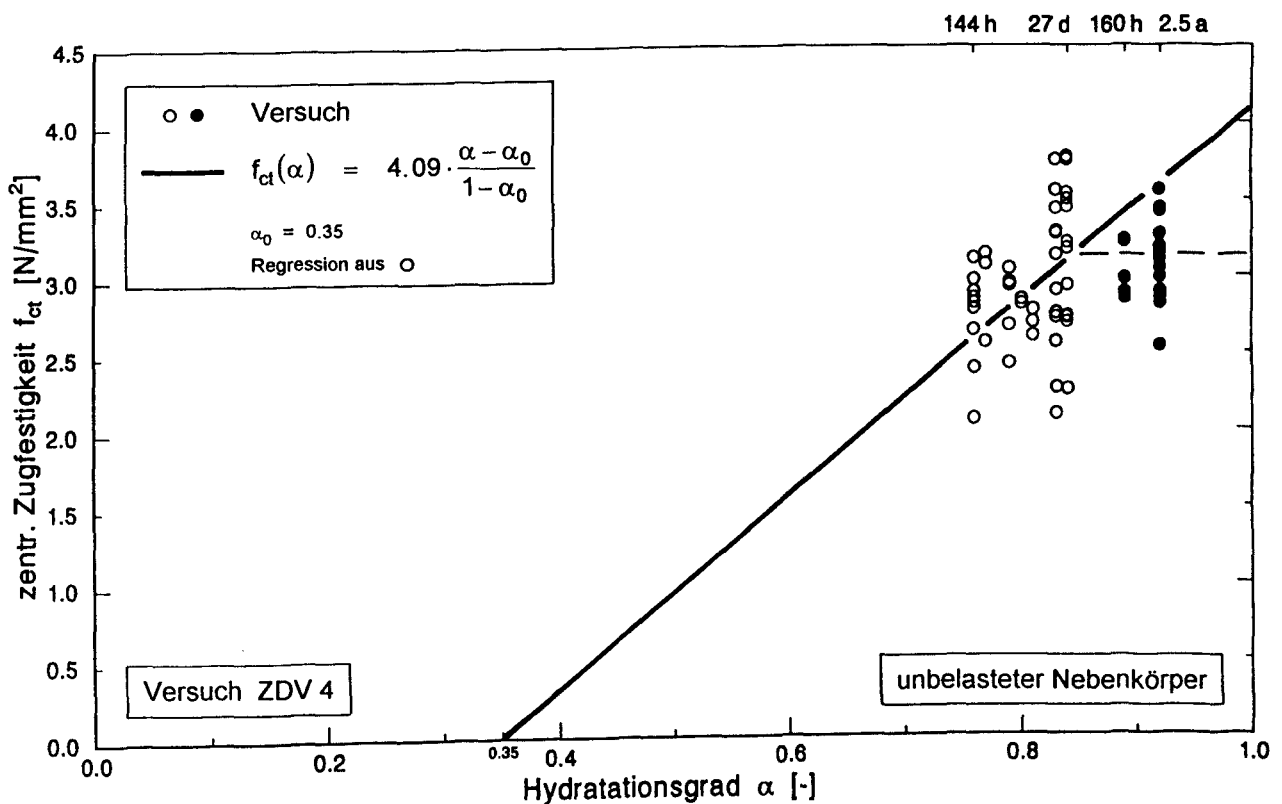
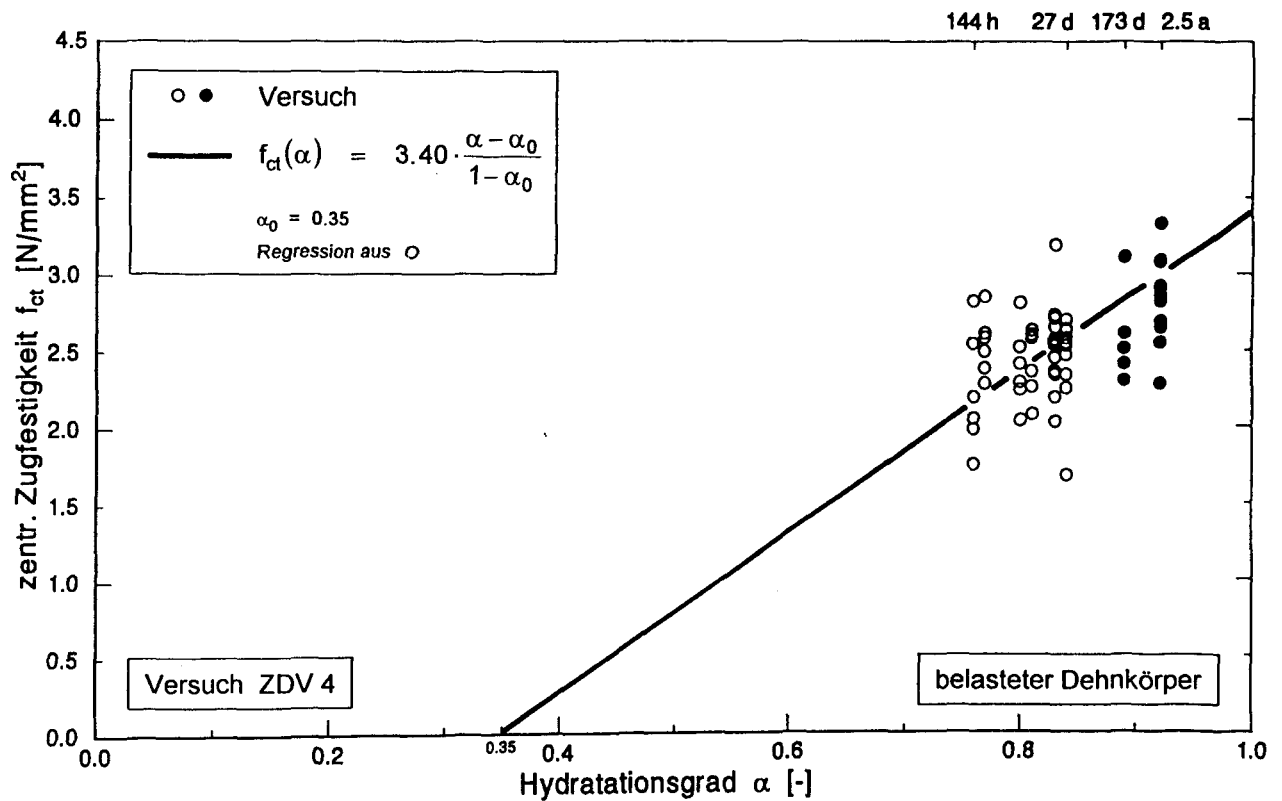


Abb. 4.33 d: Bezogene Bauwerkszugfestigkeit in Abhängigkeit vom Hydratationsgrad, Vergleich belasteter Dehnkörper mit unbelasteten Nebenkörpern im Bauteilversuch ZDV 4

Daraus lassen sich folgende Schlüsse ziehen:

1. Anders als die Druckfestigkeit wächst die Zugfestigkeit mit zunehmendem Betonalter nur noch unwesentlich. Der lineare Zusammenhang zwischen der Zugfestigkeit des jungen Betons und dem Hydratationsgrad verliert mit zunehmendem Betonalter seine Gültigkeit. Hierfür sind vermutlich zwei Gründe verantwortlich. Erstens scheint die Zugfestigkeit mit zunehmendem Betonalter rasch gegen einen Endwert zu streben, die Betonzugfestigkeit wird ab einem bestimmten Alter i.w. von der Festigkeit der Zuschläge bestimmt. Zweitens kann sich der Hydratationsprozeß im Bauwerk mit zunehmendem Alter langsamer entwickeln als nach Gl. (4.4) angenommen wird. Die tatsächliche Hydratationsgradentwicklung wird überschätzt.
2. Der festigkeitsmindernde Einfluß einer frühen Zwangbeanspruchung auf die Zugfestigkeitsentwicklung des jungen Betons ist im höheren Betonalter ($t \gg 28 \text{ d}$) nicht mehr feststellbar, sofern das Bauteil nicht auf Dauer dieser Zugbeanspruchung unterliegt. Der Beton scheint sich mit zunehmendem Betonalter zu *erholen*.

In Anbetracht dieser Schlußfolgerungen ist der Gültigkeitsbereich der linearen Ansatzfunktion für die hydrationsgradabhängige Entwicklung der Zugfestigkeit auf ein Betonalter von 28 Tagen zu beschränken. Je nach Betonzusammensetzung und Temperaturrandbedingungen liegt der zugehörige Hydratationsgrad α im Bereich von 0.75 bis 0.85. Die in der Ansatzfunktion, Gl. (4.6), definierte Endfestigkeit $f_{ct}(\alpha=1)$ ist daher nur als fiktiver Wert zur Definition der Geradengleichung zu betrachten, er wird in der Praxis nicht erreicht.

4.7.5 Steifigkeitsentwicklung im Bauwerk

Im Gegensatz zur Zugfestigkeit zeigte die Steifigkeitsentwicklung im Bauteil keinen signifikanten Unterschied zum Laborbeton. Bei gleichen Temperaturrandbedingungen entwickelte sich der Zugelastizitätsmodul der Bauwerkproben in gleicher Weise wie bei den Laborproben. Abweichungen ergaben sich nur aufgrund der Prüfstreuung. Die unterschiedliche Verdichtung hatte keine Einfluß auf die Versuchsergebnisse.

Aufgrund dieser Resultate ist davon auszugehen, daß der auf der Basis von Laborproben entwickelte Ansatz für den hydrationsgradabhängigen Zugelastizitätsmodul ohne weitere Anpassungen auf die Verhältnisse im Bauwerk übertragbar ist.

Auch in der altersabhängigen Entwicklung der Bruchdehnung konnten keine Unterschiede zwischen den Bauwerkproben und den Laborprüfkörpern festgestellt werden. Dies ist aber u.U. auch auf die erhebliche Streuung der Bruchdehnung im Versuch zurückzuführen (vergl. Abb. 4.26 a und b).

Auf eine ausführliche Darstellung dieser Untersuchungsergebnisse wird daher verzichtet.

4.8 Zusammenfassung

In Abschnitt 4 wurden die Versuchsergebnisse dargestellt und bewertet. Die in vorangegangenen Untersuchungen [68] entwickelten Werkstoffmodelle für den jungen Beton wurden anhand der gewonnenen Ergebnisse verifiziert und in wesentlichen Teilen verbessert. Die neuen Erkenntnisse lassen sich wie folgt zusammenfassen:

- Die Versuche zur adiabatischen Wärmeentwicklung bestätigten i.w. die in [68] gewonnenen Erkenntnisse zum Hydratationsprozeß des jungen Betons. Aus den Untersuchungen an insgesamt 7 Betonrezepturen ließ sich ein modifizierter Ansatz für die Wärmequellfunktion ableiten.
- Die Auswertung der adiabatischen Wärmemessungen bestätigen die in [68] getroffene Annahme, daß die Reifefunktion von Arrhenius/Freiesleben, zur Berücksichtigung des Temperatureinflusses auf die Erhärtung, dem chemischen Vorgang bei der Zementhydratation am ehesten gerecht wird.
- Die in [68] entwickelten grundlegenden Zusammenhänge zwischen dem Hydratationsgrad und den mechanischen Eigenschaften des jungen Betons wurden für alle untersuchten Betone bestätigt. Die bestehenden Werkstoffmodelle wurden z.T. erweitert bzw. neu definiert. Die neu gewählten Ansatzfunktionen zur Beschreibung der mechanischen Eigenschaften basieren auf einer einheitlichen Grundgleichung.
- Die Bauteilversuche bestätigten die Brauchbarkeit der verwendeten Wärmequellfunktion bei der Berechnung der instationären Temperatur- und Hydratationsgradfelder. Die an Laborproben entwickelten hydratationsgradabhängigen Werkstoffmodelle wurden im Rahmen der Bauteilversuche überprüft und verifiziert. Insbesondere bei der Zugfestigkeit ergaben sich aufgrund verschiedener Einflüsse auf die Erhärtung im Bauwerk signifikante Unterschiede zur Zugfestigkeit von Laborprüfkörpern. Die verschiedenen Einflüsse lassen sich quantifizieren.

Die Erkenntnisse über die Hydratationswärmeentwicklung und über das mechanische Verhalten des jungen Betons wurden auf der Basis von Untersuchungen an zahlreichen unterschiedlichen Betonrezepturen gewonnen. Die daraus entwickelten Stoffmodelle berechtigen zur Annahme der Allgemeingültigkeit.

5. BEWERTUNG DER WERKSTOFFMODELLE UND AUSBLICK

5.1 Allgemeines

Die Ausführungen im vorangegangenen Abschnitt haben verdeutlicht, daß sich die maßgebenden Abläufe des Hydratationsprozesses, wie die Hydratationswärmeabsetzung oder die Entwicklung der mechanischen Eigenschaften, trotz großer Abhängigkeit von der Betonzusammensetzung durch wenige grundlegende Beziehungen beschreiben lassen. Durch die Einführung des Hydratationsgrades als wesentliche Zustandsvariable für die entwickelten Stoffmodelle ließen sich die betonabhängigen Parameter auf ein Minimum reduzieren; die Qualität der mathematischen Beziehungen bietet erhebliche Vorteile für die numerische Berechnung. Im nachfolgenden sollen die Möglichkeiten des gegenüber in [68] verbesserten Werkstoffmodells kurz aufgezeigt und bewertet werden. Daran anschließend wird auf offene Probleme hingewiesen.

5.2 Werkstoffmodell zur Beschreibung der Reaktionskinetik

5.2.1 Mathematische Formulierung des Temperatureinflusses

Die Temperaturabhängigkeit des Hydratationsprozesses kann wegen der Komplexität der zahlreichen Einflußfaktoren nur über eine phänomenologische Betrachtungsweise modelliert werden. Die zur Verfügung stehenden Ansätze hierfür, die sogenannten Reifefunktionen, haben daher stets einen integralen Charakter. Wie bereits an anderer Stelle in der Literatur postuliert, erweist sich auch in den durchgeführten Untersuchungen die Ansatzfunktion von Arrhenius/Freiesleben, Gl. (2.12), als besonders wirkungsvoll. Im Vergleich zu den anderen bekannten Reifefunktionen zeigt der Ansatz von Arrhenius/Freiesleben bei der Transformation nichtisothermer Prozesse die geringste Diskrepanz zwischen Versuch und Theorie.

Dies steht im gewissen Widerspruch zu den Ausführungen von van Breugel, der in [11] die Ansatzfunktion von Arrhenius/Freiesleben weiterentwickelt und die Aktivierungsenergie in Abhängigkeit von der Zementzusammensetzung und dem Hydratationsgrad, Gl. (2.14), definiert. Dieser Ansatz bringt trotz größerer Komplexität keine Verbesserungen. In Kenntnis der Untersuchungsergebnisse aus Abschnitt 4 ist zu vermuten, daß der von van Breugel entwickelte Zusammenhang für die Aktivierungsenergie - der für den Hydratationsprozeß von Klinkerphasen sicherlich zutreffend ist - sich nicht ohne weiteres auf den Hydratationsprozeß eines Betongemisches übertragen läßt. Die von van Breugel vorgeschlagene Formulierung der Aktivierungsenergie bedarf daher einer experimentellen Überprüfung und gegebenenfalls einer Anpassung der Parameter.

Nach den vorliegenden Untersuchungen und den Erkenntnissen aus der Literatur ist die Ansatzfunktion nach Arrhenius/Freiesleben, Gl. (2.12), noch am ehesten geeignet, den Temperatureinfluß auf die Reaktionskinetik während der Zementhydratation zu beschreiben.

5.2.2 Modellierung des Hydratationsgrades

Die Modellierung des Hydratationsfortschrittes durch eine stetige Formulierung des Hydratationsgrades α als Funktion des wirksamen Alters ist für numerische Anwendungen besonders vorteilhaft. Da der Hydratationsgrad keine direkt meßbare Größe ist, muß, wie in diesem Vorhaben gezeigt wurde, z.B. der Umweg über adiabatische Wärmemessungen gegangen werden. Die Leistungsfähigkeit der von Jonasson [40] eingeführten 3-Parameter-Funktion, Gl. (2.6), zur Beschreibung der Meßwertlinie wurde in Abschnitt 4 unter Beweis gestellt.

Ohne Verlust der Anpassungsfähigkeit läßt sich der Exponentialansatz von Jonasson, Gl. (2.6), in einen 2-Parameter-Ansatz, Gl. (4.4), überführen. Dies hat auch den Vorteil, daß die Anpassungsalgorithmen schneller konvergieren. Die betonspezifischen Parameter t_1 und c_1 in Gl. (4.4) hängen i.w. von der Klinkerphasenzusammensetzung des Zementes, dessen Mahlfineinheit sowie vom Wasserzementwert und der Frischbetontemperatur ab. Bei ausreichender Anzahl adiabatischer Wärmemessungen ist eine Funktionalisierung dieser Parameter möglich.

$$t_1, c_1 = f \{ C_3S, \text{Blaine}, W/C, T_0 \} \quad (5.1)$$

Eine solche Funktionalisierung bietet auch die Möglichkeit zur Entwicklung einer Betondatenbank für Projektierungszwecke. Hydratationsgradentwicklung und Wärmefreisetzung eines Betons können dann allein auf der Basis der beiden Parameter in Gl. (5.1) abgeschätzt werden.

Statt auf aufwendige adiabatische Wärmemessungen bei der Erstellung einer Betondatenbank zurückzugreifen zu müssen, besteht auch die Möglichkeit des Einsatzes mikrostruktureller Simulationsprogramme, wie das von van Breugel in [11] vorgestellte Programmsystem *HYMOSTRUC* zur Generierung adiabatischer Temperaturkurven. Auch auf dieser Basis ließen sich die Parameter in Gl. (5.1) für beliebige Betonzusammensetzungen ermitteln. Voraussetzung ist jedoch eine versuchstechnische Überprüfung des Simulationsmodells in [11], z.B. anhand der im Rahmen dieses Forschungsvorhabens durchgeführten adiabatischen Wärmemessungen. Eine Verknüpfung beider Forschungsarbeiten erscheint daher dringend geboten. Im Rahmen der Bauausführung sollte man dennoch auf eine direkte Messung der Hydratationswärme nicht verzichten, sie liefert eine praxisnahe Aussage und berücksichtigt auch den Einfluß von Betonzusatzmitteln und -stoffen auf den Hydratationsprozeß.

Sofern die geschlossene Funktion, Gl. (4.4), keine befriedigende Darstellung des Hydratationsgradverlaufs liefert, kann auch eine Anpassung durch eine bereichsweise Interpolation mittels l'Hermite-Polynomen gewählt werden. Sowohl der Hydratationsgradverlauf als auch die Wärmeleistung kann auf diese Art und Weise gut angenähert werden, die Anpassung erfordert jedoch einen erheblichen numerischen Aufwand. Im Gegensatz zu der stetigen Form des Exponentialansatzes erlaubt die Anpassung mittels l'Hermite-Polynomen keine Extrapolation über den Interpolationszeitraum hinaus. Nähere Angaben hierzu liefert [77].

5.2.3 Fehlerbetrachtung bei der Ermittlung des Hydratationsgradverlaufs

Die Formulierung der Hydratationsgradentwicklung und der Wärmefreisetzung ist im direkten Zusammenhang mit den adiabatischen Temperaturmessungen und der Analyse der Zementzusammensetzung zu sehen, d.h. die Qualität der Temperaturmessung und der Analyse beeinflussen in direkter Weise auch die Qualität der daraus abgeleiteten Werkstoffmodelle. Die Ergebnisse in Abschnitt 4 zeigen, daß die ermittelten Klinkerphasenanteile, die in Ansatz gebrachte Wärmespeicherkapazität des Betons sowie die Kenntnis der Hydrationswärmen der jeweiligen Klinkerphasen die Hydratationsgradentwicklung entscheidend beeinflussen.

In der adiabatischen Temperaturmessung wird die Wärmefreisetzung als Ist-Zustand abgebildet. Die Genauigkeit der Messung hängt von der Kalibrierung des Kalorimeters ab. Eine Überprüfung des daraus abgeleiteten Hydratationsgradverlaufs ist experimentell kaum möglich, andere Meßmethoden sind i.d.R. von geringerer Qualität. Um den Fehler dennoch so klein wie möglich zu halten, sollte der Hydratationsgradverlauf zukünftig unter folgenden Gesichtspunkten ermittelt werden:

- Für jede adiabatische Temperaturmessung ist eine genaue Analyse des verwendeten Zementes zur Bestimmung der Klinkerphasenanteile erforderlich, statistische Mittelwerte aus der Zementproduktion reichen i.d.R. nicht aus.
- Bei der Berechnung der potentiellen Hydrationswärmemenge eines Zementes sollten die Angaben von Taylor [80] für die Klinkerkomponenten nach Tabelle 2.2 zugrunde gelegt werden. Die häufig in Ansatz gebrachten Werte von Locher [51] führen gegenüber den Angaben von Taylor zu einer Überschätzung des Hydrationsgradverlaufs.
- Parallel zur adiabatischen Temperaturmessung sollte stets eine Messung der Wärmespeicherkapazität des jungen Betons durchgeführt werden. Gegenüber der aus den einzelnen Bestandteilen des Betons nach Gl. (2.16) ermittelten Wärmespeicherkapazität können sich u.U. erhebliche Abweichungen ergeben.

Nach den vorliegenden Untersuchungen kann die Abweichung im Hydratationsgradverlauf bei der Überlagerung aller drei Fehlerquellen, wenn auch in der Praxis höchst unwahrscheinlich, unter ungünstigen Umständen nahezu 20 % betragen. Eine gesicherte Temperatur- und Spannungsberechnung wäre damit kaum möglich.

Die Genauigkeit der adiabatischen Kalorimetrie und die damit verbundene Prüfstreuung läßt sich anhand der durchgeführten Temperaturmessungen nicht ohne weiteres quantifizieren. Eine Überprüfung der Meßergebnisse ist nur durch die parallele Messung mittels anderer unabhängiger Prüfverfahren möglich. Als mögliche Verfahren sind hier zu nennen das Tauchwägevorgang von Paulini [58] oder die teiladiabatische Messung, wie sie von Grube/Hintzen in [30] vorgeschlagen wird.

5.3 Stoffmodell zur Beschreibung des mechanischen Werkstoffverhaltens

5.3.1 Allgemeines

Die hydrationsgradabhängige Formulierung der Werkstoffeigenschaften erweist sich wegen der Invarianz gegenüber den beliebigen thermischen Randbedingungen im Bauwerk als besonders vorteilhaft. Die Untersuchungen im Rahmen dieses Forschungsvorhabens bestätigen den einfachen Zusammenhang zwischen den mechanischen Eigenschaften und dem Hydrationsgrad.

Die vorliegenden Versuchsergebnisse ermöglichen es, alle für eine Spannungsberechnung erforderlichen mechanischen Größen X durch eine einfache Grundbeziehung auszudrücken:

$$\frac{X(\alpha)}{X(\alpha=1)} = \left[\frac{\alpha - \alpha_0}{1 - \alpha_0} \right]^a \quad (5.2)$$

wobei $X = \in \{f_c, f_{ct}, f_{ct,sp}, E_{ct}, \varepsilon_{ctu}\}$

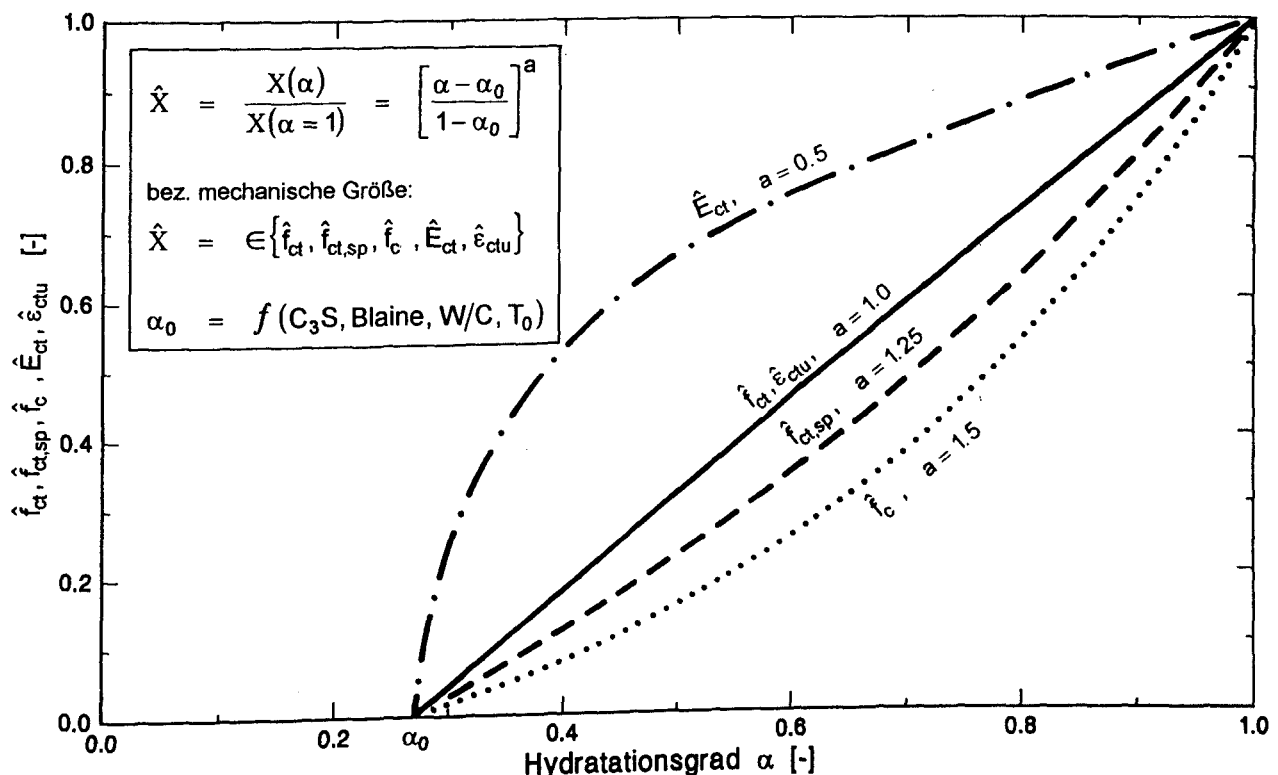


Abb. 5.1: Werkstoffansätze für die mechanischen Eigenschaften des jungen Betons als Funktion des Hydrationsgrades

Der Exponent a in Gl. (5.2) wird in Abhängigkeit von der jeweiligen mechanischen Eigenschaft definiert, s. Abb. 5.1. Im Gegensatz zu zahlreichen anderen Beziehungen in der

Literatur, seien sie nun zeit- oder hydratationsgradabhängig formuliert, haben die beiden freien betonspezifischen Parameter in Gl. (5.2), α_0 und $X(\alpha = 1)$, eine definierte physikalische Bedeutung, auch wenn sie für die praktische Anwendung nur als fiktive Größen zu betrachten sind.

5.3.2 Zugfestigkeitsentwicklung

Der lineare Zusammenhang zwischen der Zugfestigkeit und dem Hydratationsgrad stellt genau betrachtet eine idealisierte mathematische Beziehung dar, deren Gültigkeitsbereich nach dem bisherigen Kenntnisstand für einen Hydratationsgrad

$$\alpha_0 < \alpha \leq 0.85$$

abgesteckt werden kann. Die untere Schranke α_0 markiert das Ende der *dormant phase*, nach deren Ablauf die Festkörpereigenschaften wirksam werden. Die Größe α_0 wird neben anderen Einflußfaktoren wie Frischbetontemperatur und Wasserzementwert, i.w. durch die verwendete Zementart beeinflusst und kann nicht auf direktem Wege bestimmt werden. Er errechnet sich, wie in Abschnitt 4.5.1 gezeigt wurde, durch Extrapolation der Versuchswerte mit Hilfe der Geradengleichung.

Da ein linearer Zusammenhang zwischen der Zugfestigkeit und dem Hydratationsgrad nach den vorliegenden Ergebnissen vorausgesetzt werden kann, erscheint es theoretisch möglich, die Zugfestigkeitsentwicklung auch ohne Durchführung von Zugversuchen allein aufgrund der Betonzusammensetzung und der Festigkeitsklasse abzuschätzen. Dies setzt allerdings folgende Kenntnisse voraus:

- die Zugfestigkeit bei vollständiger Hydratation, also für $\alpha = 1$,
- den Hydratationsgrad nach Ablauf der Ruhephase α_0 ,
- die Hydratationsgradentwicklung als Funktion des wirksamen Alters.

Während die Hydratationsgradentwicklung ohne größere Probleme z.B. aus einer adiabatischen Wärmemessung abgeleitet werden kann, bereiten die anderen beiden Punkte z.Z. noch erhebliches Kopfzerbrechen. Es wäre aber denkbar, den Wert der fiktiven Zugfestigkeit bei vollständiger Hydratation durch einen anderen bekannten Festigkeitswert zu einem beliebigen Hydratationsgrad zu ersetzen, z.B. durch die Zugfestigkeit nach 28 Tagen bei isothermer Erhärtung. Dieser Wert ließe sich z.B. aus der Druckfestigkeit ableiten. Literatur und Vorschriften liefern hierfür brauchbare Beziehungen. Der zugehörige Hydratationsgrad kann bei isothermer Lagerung ohne Schwierigkeiten aus der adiabatischen Wärmemessung ermittelt werden, er liegt je nach Betonzusammensetzung im Bereich von 0.75 bis 0.85.

Der Hydratationsgrad nach Ablauf der Ruhephase, sofern er überhaupt als definierter Punkt auf der Hydratationsgradachse betrachtet werden kann, läßt sich nach den bisherigen Kenntnissen nicht ohne Versuche bestimmen. Dieses Problem stellt sich auch für alle weiteren mechanischen Eigenschaften. Möglicherweise läßt sich die *dormant phase* vereinfacht durch empirische Ansätze in Abhängigkeit von der Zementart, dem Wasserzementwert und weiterer Parameter beschreiben, sofern ausreichende Versuchsergebnisse vor-

liegen. Auch mikrostrukturelle Untersuchungen und Modelle können dabei u.U. hilfreich sein. Hier besteht noch erheblicher Forschungsbedarf.

Andererseits gibt es Hinweise darauf, daß die Ruhephase des Betons nicht schlagartig bei Erreichen eines definierten Hydratationsgrades α_0 endet, sondern vielmehr von einem kontinuierlichen Übergang auszugehen ist. Es ist kaum denkbar, daß der junge Beton von einer Stunde zur anderen schlagartig Festkörpereigenschaften entwickelt. Dagegen sprechen zahlreiche Beobachtungen. So konnten z.B. bei der Betonrezeptur M1 nach 24 Stunden isothermer Lagerung bereits merkliche Festigkeiten festgestellt werden, obwohl der Hydratationsgrad zu diesem Zeitpunkt erst 0.30 betrug, die Ruhephase des Betons nach Abb. 4.19 a aber erst bei einem Hydratationsgrad von 0.35 endet. Leider reichten diese Festigkeiten noch nicht aus, um die Probekörper schadensfrei ausschalen und zuverlässige Zugprüfungen durchführen zu können. Ein ähnliches Ergebnis zeigt auch die Abb. 4.19 g. Auch hier ergaben sich bei einem Hydratationsgrad $\alpha < \alpha_0$ bereits meßbare Festigkeiten. Diese Beobachtungen decken sich mit einigen Angaben aus der Literatur [42].

Nach den Ergebnissen der Bauteilversuche ist auch im höheren Betonalter nicht mehr von einer zu α proportionalen Zunahme der Zugfestigkeit auszugehen, statt dessen tritt ab einem gewissen Hydratationsgrad eine Stagnation auf; die Zugfestigkeit wächst kaum noch. Die linearisierte Darstellung stellt daher nur eine vereinfachte, für die praktische Anwendung aber sehr brauchbare Beziehung dar. Tatsächlich muß bei der Zugfestigkeitsentwicklung von einer nichtlinearen Beziehung gemäß Abb. 5.2 ausgegangen werden. Der nichtlineare Anfangsbereich läßt sich mit herkömmlichen Meßmethoden jedoch nicht verifizieren. Hierzu bedarf es besonderer Untersuchungen. Ultraschallmessungen während der frühen Erhärtung, wie sie z.B. von Byfors in [14] oder von van der Winden in [89] angewendet wurden, stellen hierbei eine mögliche versuchstechnische Lösung dar.

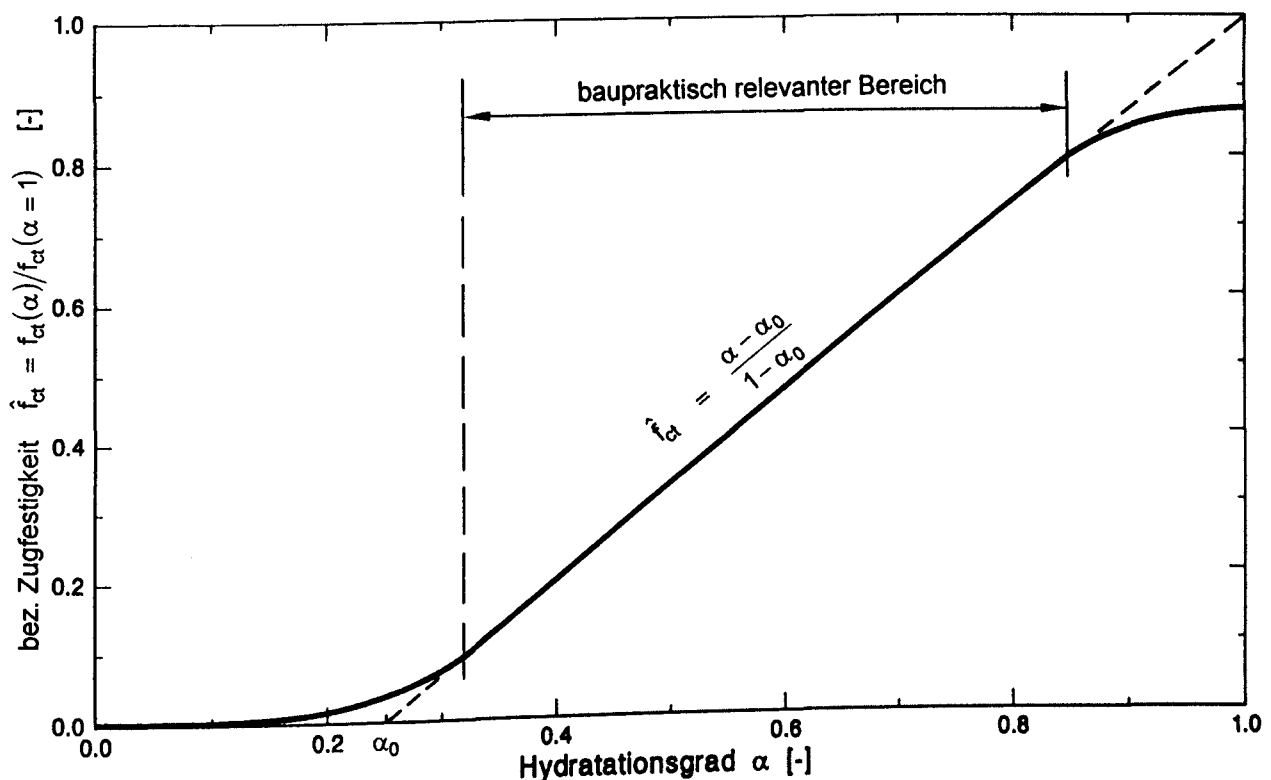


Abb. 5.2: Hydratationsgradabhängige Entwicklung der Zugfestigkeit, Vergleich Wirklichkeit und Modell

5.3.3 Druckfestigkeits- und Elastizitätsmodulentwicklung

Die Ausführungen des vorangegangenen Abschnittes gelten i.w. auch für die Entwicklung der Druckfestigkeit und des Elastizitätsmoduls. Zwar konnte anhand der Versuchsergebnisse nachgewiesen werden, daß der aus der Zugfestigkeitsentwicklung ermittelte Hydratationsgrad nach Ablauf der Ruhephase, α_0 , auch für die anderen mechanischen Eigenschaften Gültigkeit besitzt, dennoch ist davon auszugehen, daß auch die Druckfestigkeit und die Steifigkeit sich eher kontinuierlich entwickeln. Aber auch hierfür fehlen bisher geeignete Versuchsmethoden.

Im Gegensatz zur Zugfestigkeit ist bekannt, daß die Druckfestigkeit auch im höheren Betonalter weiter zunimmt. Ob die Beziehung in Abb. 5.1 die Druckfestigkeitszunahme auch bei höheren Hydratationsgraden wirklichkeitsnah beschreibt, ist bisher nicht geklärt, ließe sich aber in langfristigen Untersuchungen ohne Probleme überprüfen.

5.3.4 Viskoelastisches Werkstoffmodell

Wenn in diesem Zusammenhang von einem viskoelastischen Werkstoffmodell gesprochen wird, bezieht sich das i.w. auf das Relaxationsverhalten des jungen Betons. Auf den gleichen physikalischen Ursachen beruht natürlich auch das Kriechen, das aber nicht Gegenstand dieses Forschungsvorhabens war.

Die Untersuchungsergebnisse aus [68] und die daraus entwickelten Stoffmodelle lassen sich nach Kenntnis der vorliegenden Forschungsergebnisse auch auf andere Betonrezepturen übertragen. Die Formulierung in Abhängigkeit vom Erstbelastungsalter liefert für eine numerische Berechnung gute Ergebnisse. Dennoch können die in [68] angeführten Zusammenhänge zwischen den Relaxationsparametern P_1 und P_2 und dem Hydratationsgrad bei Erstbelastung nicht als allgemeingültig betrachtet werden. Vielmehr ist davon auszugehen, daß diese Parameter betonspezifisch definiert werden müssen. Um Abhängigkeiten von der Zementart, Wasserzementwert o.ä. definieren zu können, bedarf es jedoch noch weiterer Versuche.

Ein Problem der von Laube [47] vorgeschlagenen Relaxationsfunktion ist der eingeschränkte Gültigkeitsbereich. Mathematisch betrachtet läuft die Exponentialfunktion mit zunehmender Zeitspanne gegen Null, somit verbliebe im Bauteil keine Restspannung. Entsprechend strebt der zugehörige Kriechansatz als Umkehrfunktion der Relaxation keinem Grenzwert zu. Dies widerspricht den tatsächlichen Verhältnissen im Bauteil. Es muß also ein Übergang zu den bekannten Relax- und Kriechfunktionen des erhärtenden Betons geschaffen werden.

Ein weiteres ungelöstes Problem der Relaxationsfunktion stellt sich bei der numerischen Berechnung ein. Durch Summation der Relaxationsgeschichte für einzelne Dehnungsstufen, dem Mitschleppen der Vergangenheit, gestaltet sich die Spannungsberechnung sehr aufwendig. Die Anzahl der zu lösenden Gleichungen nimmt mit jedem Zeitschritt zu. Die Einführung einer sogenannten *gedächtnislosen* Relaxationsfunktion brächte in dieser Hinsicht große numerische Vorteile; hierzu gibt bisher keine brauchbaren Ansätze.

5.3.5 Anmerkungen zur Streuung der Versuchsergebnisse

Die große Anzahl der untersuchten Prüfkörper läßt trotz unterschiedlicher Altersstufen, Temperaturbedingungen und Betonrezepturen doch einige grundsätzliche Aussagen über die Streuung der Versuchsergebnisse zu. In der Literatur findet man bisher nur gesicherte Angaben über die Streubreite der Druckfestigkeit, i.d.R. auch nur für den erhärteten Beton. Nach Untersuchungen von Heilmann [33] und Rüschi [71] streut die Zugfestigkeit erheblich mehr als die Druckfestigkeit. Unter Laborbedingungen ist bei der zentrischen Zugfestigkeit mit Variationskoeffizienten von nahezu 18 % zu rechnen. Für praxisnahe Betone unter Bauwerksbedingungen ergeben sich nach Überlegungen von Rüschi [71] demnach Variationskoeffizienten von weit über 20 %.

Vergleicht man diese Angaben mit den Versuchsergebnissen in dieser Forschungsarbeit, so lassen sich diese hohen Werte für die Variationskoeffizienten nicht bestätigen. Während die Werte für die Druckfestigkeit in etwa in dem Bereich liegen, der auch in der Literatur angegeben wird, fallen die Variationskoeffizienten für die Zugfestigkeit erheblich niedriger aus.

Für Zugproben, die unter Laborbedingungen hergestellt und geprüft wurden, ergibt sich i.M. ein Variationskoeffizient von ca. 11 %. Etwas höher liegt der Wert für die zentr. Zugproben, die im Rahmen der Bauteilversuche als Bohrproben entnommen und geprüft wurden. Hierbei muß mit einem Variationskoeffizienten von ca. 13 % gerechnet werden. Dabei ist allerdings zu berücksichtigen, daß die Ergebnisse jeweils für eine Transportbetonmischung ermittelt wurden, also ohne die im Bauteil übliche Mischungsstreuung.

Die angegebenen Variationskoeffizienten umfassen einerseits die Prüfstreuung und andererseits die Streuung, die sich innerhalb einer Mischung, z.B. durch lokale Einflüsse wie unterschiedliche Verdichtung o.ä., ergeben. Beide Werte lassen sich nicht voneinander trennen. Zu beobachten ist, daß die Variationskoeffizienten mit zunehmenden Betonalter leicht zunehmen. Nach den vorliegenden Ergebnissen kommt man allerdings zu dem Schluß, daß die Zugfestigkeit im Bauwerk erheblich geringeren Streuungen unterworfen ist, als bisherige Untersuchungen und Angaben aus der Literatur vermuten lassen. Eine wesentliche Ursache dafür ist die erheblich geringere Prüfstreuung heutiger Prüfmethoden.

Für eine Reißvorhersage im Bauwerk muß natürlich die Mischungsstreuung der laufenden Produktion berücksichtigt werden. Hierüber liegt ausreichendes Zahlenmaterial vor. Es ist davon auszugehen, daß die für die Druckfestigkeit bekannten Werte der Mischungsstreuung im gleichen Maße für die Zugfestigkeit zutreffen.

5.4 Zusammenfassung und offene Probleme

Zur Kontrolle früher thermischer Risse werden in der Praxis häufig konstruktive, beton-technologische und ausführungstechnische Maßnahmen angewendet. Diesen überwiegend empirischen Methoden ist ein ergänzendes Berechnungsinstrument zur Seite zu stellen, mit dem die Wirksamkeit rißvermeidender Maßnahmen bereits in der Planungsphase überprüft werden kann - ein Verfahren zur baupraktischen Berechnung von Temperaturspannungen in erhärtenden Betonbauteilen. Die Genauigkeit solcher Spannungsberechnungen, die in der Regel auf numerischen Verfahren basieren, hängt entscheidend von der Qualität der dabei in Ansatz gebrachten Werkstoffmodelle ab. Ziel dieser Forschungsarbeit war es daher, ein konstitutives Stoffmodell für den jungen Beton zu entwickeln.

Die Basis für die Entwicklung eines allgemeingültigen Werkstoffmodells bildeten umfangreiche experimentelle Arbeiten an insgesamt 7 unterschiedlichen Betonrezepturen. Hinsichtlich einer praxisgerechten Zusammensetzung der Versuchsbetone wurde dabei überwiegend auf bewährte Standardrezepturen verschiedener Transportbetonwerke zurückgegriffen. Den Schwerpunkt bildeten Betone, deren Zusammensetzung auf den Einsatz in massigen Betonbauteilen ausgerichtet war. Die wesentlichen Erkenntnisse dieser Forschungsarbeit werden im folgenden kurz dargestellt:

- Die Wärmequellfunktion des erhärtenden Betons kann als Funktion des Hydratationsgrades, des Zementgehaltes und der Klinkerphasenzusammensetzung ausgedrückt werden. Für numerische Anwendungen ist der modifizierte Exponentialansatz von Jonasson zur Beschreibung des Hydratationsfortschrittes, Gl. (4.4), besonders geeignet. Der charakteristische Verlauf des Hydratationsgrades kann damit über 2 betonspezifische Parameter definiert werden.
- Die Versuche zur adiabatischen Wärmefreisetzung bestätigen den bekannten Zusammenhang zwischen Prozeßtemperatur und Hydratationswärmeentwicklung. Wie bereits in anderen Forschungsarbeiten postuliert wurde, erweist sich die Reife-funktion von Arrhenius/Freisesleben zur Beschreibung der Prozeßtransformation als besonders geeignet. Die von van Breugel vorgeschlagene Transformationsgleichung mit dem Ansatz einer veränderlichen Aktivierungsenergie bietet gegenüber der bekannten Arrheniusfunktion keine Verbesserungen.
- Die Prüfung der mechanischen Eigenschaften ergab eine grundsätzliche Übereinstimmung mit den Ergebnissen aus einem früheren Forschungsvorhaben der DFG [68] zum Werkstoffverhalten des jungen Betons. Alle wesentlichen mechanischen Eigenschaften lassen sich danach allein über den Hydratationsgrad definieren. Die in dieser Forschungsarbeit neu entwickelten Stoffmodelle zur Beschreibung des mechanischen Verhaltens basieren auf einer einheitlichen Grundgleichung.
- Die Brauchbarkeit der verwendeten Wärmequellfunktion zur Berechnung instationärer Temperatur- und Hydratationsgradfelder sowie die Gültigkeit der mechanischen Stoffmodelle wurde in den Bauteilversuchen bestätigt. Im Gegensatz zu den meisten anderen mechanischen Eigenschaften unterliegt die Zugfestigkeit im Bauwerk zahlreichen festigkeitsmindernden Einflüssen. Diese Einflüsse wurden in Verbindung mit einem weiteren Forschungsvorhaben [66] quantifiziert und müssen bei der Definition eines Rißkriteriums berücksichtigt werden.

Die vorliegende Forschungsarbeit widmete sich schwerpunktmäßig der experimentellen Absicherung der formulierten Werkstoffmodelle. Die Ergebnisse berechtigen zur Annahme der Allgemeingültigkeit. Neben den o.g. Forschungsergebnissen lieferte diese Arbeit noch

weitere Erkenntnisse, z.B. über die Qualität adiabatischer Wärmemessungen und über deren Einflußgrößen sowie über die Streuung der Werkstoffparameter. Trotz dieser Erkenntnisse bleiben bezüglich des Werkstoffverhaltens des jungen Betons offene Fragen und Probleme:

- Solange zur Bestimmung des Hydratationsgradverlaufs eines Betons keine anderen Möglichkeiten zur Verfügung stehen, ist man bei einer Temperatur- und Spannungsberechnung auf die Durchführung adiabatischer oder teiladiabatischer Hydratationswärmemessungen angewiesen. Mikrostrukturelle Modelle zur Simulation des Erhärtungsprozesses von Beton, wie das von van Breugel in [11] entwickelte Programmsystem HOMOSTRUC, können hier u.U. Fortschritte bringen und zur Entwicklung einer Betondatenbank führen. Eine Verknüpfung solcher Modelle mit experimentellen Untersuchungen erscheint daher dringend geboten.
- Die Formulierung hydratationsgradabhängiger Werkstoffeigenschaften erfordert in der Praxis umfangreiche altersabhängige Prüfungen an jungen Betonproben. Gelingt es, die Ruhephase des jungen Betons, die sogenannte *dormant phase*, als Funktion einiger wesentlicher betonspezifischer Parameter, z.B. Zementart, Zementgehalt etc., zu definieren, lassen sich die erforderlichen experimentellen Untersuchungen auf einige wenige Versuche, z.B. auf Zug- oder Druckfestigkeitsprüfungen nach 28 Tagen, reduzieren.
- Die Abbildung der Erhärtung in den Kriech- und Relaxationsansätzen führt zu einer verbesserten Temperaturspannungsberechnung im jungen Betonalter. Die Ausführungen in Abschnitt 5.3.4 machen aber deutlich, daß die bisherigen Modelle zur Beschreibung des viskoelastischen Verhaltens noch einer Weiterentwicklung bedürfen. Auch zur Beschreibung des chemische Schwindens, das besonders bei niedrigen Wasserzementwerten eine nicht unbedeutende Größenordnung erreichen kann, fehlen bisher geeignete Werkstoffansätze und muß daher im Rahmen einer Spannungsberechnung unberücksichtigt bleiben.
- Alle in einer Spannungsberechnung involvierten Parameter sind streuende Größen, somit ist auch das Ergebnis einer Spannungsberechnung unter stochastischen Gesichtspunkten zu betrachten. Die Beurteilung der Rißgefahr eines zwangbeanspruchten Bauteils erfordert daher die Formulierung eines Rißkriteriums, das alle Einflußgrößen und deren Varianz erfaßt. In der Literatur findet man bisher nur deterministische Lösungsansätze.

In diesen Punkten besteht weiterer Forschungsbedarf.

6. LITERATUR

- [1] ACI 207.1R-70:
Mass concrete for dams and other massiv structures. ACI manual of concrete Practice, Part 1, 1987.
- [2] Argyris, J.H.; Warnke, E.P.; Willam, K.J.:
Berechnung von Temperatur- und Feuchtefeldern in Massivbauten nach der Methode der Finiten Elemente. DAFStb, H. 278, Beuth Verlag, Berlin 1977.
- [3] Bellander, U.:
Hallfasthet i färdig konstruktion, Del. 1. Förrstörande metoder, Rimliga kravnivaer (Strenth in completed structures, part 1, in Swedish), Swedish Cement and concrete Research Institute, Research 13:76, Stockholm 1976, (quoted from Byfors, 1980).
- [4] Bergström, S.G.:
Lagrings temperature, lagrings tid och betong-hall-fasthet. Cement- och Beton-institutet, Stockholm, 1953.
- [5] Bogue, R.H.:
The Chemistry of Portland Cement. Reinhold Publishing Corporation, New York, 1955.
- [6] Bonzel, J.:
Über die Spaltzugfestigkeit des Betons. beton 14, H. 3, 108-114, H. 4., 150-157, 1964.
- [7] Brameshuber, W.:
Bruchmechanische Eigenschaften von jungem Beton. Dissertation, Universität Karlsruhe, H. 5, 1988.
- [8] Breitenbücher, R.:
Zwangsspannungen und Rißbildung infolge Hydratationswärme. Dissertation, TU München, 1989.
- [9] Breugel van, K.:
Artificial cooling of hardening concrete. Research rep. 5-80-9, Delft University of Technology, 1980.
- [10] Breugel van, K.:
Relaxation of young concrete. Research rep. 5-80-D8, Delft University of Technology, 1980.
- [11] Breugel van, K.:
Simulation of hydration and formation of structure in hardening cement-based materials. Dissertation, TH Delft, 1991.
- [12] Brown, T.D.; Javaid, M.Y.:
The thermal conductivity of fresh concrete. Materials and Constructions 3, H. 18, 411-416, 1970.
- [13] Bunte, D.:
Zum karbonatisierungsbedingten Verlust der Dauerhaftigkeit von Außenbauteilen aus Stahlbeton. Dissertation, TU Braunschweig, 1993.

- [14] Byfors, J.:
Plain concrete at early ages. Swedish Cement and Concrete Institute, Stockholm, 1980.
- [15] Carlson, R.W.:
Temperatures and stress in mass concrete. ACI-Journal, H. 34, 89-102, 1937; 497-515, 1938
- [16] Catharin, P.:
Hydrationswärme und Festigkeitsentwicklung. Zement und Beton 22, H. 4, 148-159, 1977.
- [17] Catharin, P.:
Die Hydrationswärme und ihre Bestimmung. Tonindustrie Zeitung 90, H. 12, 554-559, 1966.
- [18] Carino, N.J.:
Maturity functions for concrete. Proceedings from "International Conference on Concrete at early ages" (RILEM) Paris 6-8, April 1982, Volume I, Paris, 123-128, 1982.
- [19] CEB/FIB Model Code for concrete structures. Comité Européen du Béton - Fédération Internationale de Cor Précontrainte, CES Bulentin No 124/125-E, Paris 1978.
- [20] CEB/FIB Model Code 90 for concrete structures. Comité du Béton - Fédération Internationale de Cor Précontrainte, draft version March 1990.
- [21] Davis, R.E.; Carlson, R.W.; Troxell, G.E.; Kelly, J.W.:
ACI-Journal, 413-430, 1933; 485-496, 1934.
- [22] DIN 1045:
Beton und Stahlbetonbau, Bemessung und Ausführung. Beuth Verlag, Berlin, 1988.
- [23] DIN 4227:
Spannbeton, Bauteile aus Normalbeton mit beschränkter oder voller Vorspannung. Beuth Verlag, Berlin, 1985.
- [24] Eibl, J.; Prommersberger, G.; Bachmann, H.:
Rechnerische Erfassung des aus Hydrationswärme entstehenden Spannungszustandes am Beispiel der Talbrücke Frauerwald. Beton- und Stahlbeton 85, H. 4, 85-90, 1990.
- [25] Emborg, M.:
Thermal stresses in concrete structures at early ages. Dissertation, Lulea University of Technology, 1989.
- [26] Eurocode No. 2:
Design of Concrete Structures, Part 1: General Rules and Rules for Buildings. Revised Final Draft, December 1989.
- [27] Fagerlund, G.:
Seminar on Hydration of Cement, Copenhagen, 56, 1987.
- [28] Freiesleben, H.; Hansen, H.; Pedersen, P.:
Maleinstrument til Kontrol at befors haerding. Nordisk Beton, No. 1, 21-25, Stockholm, 1977.

- [29] Giesecke, J.:
Berechnung von Wärmespannungen in Massenbetonbauwerken bei linear veränderlichem Elastizitätsmodul. Der Bauingenieur 43, H. 10, 371-378, 1968.
- [30] Grube, H.; Hintzen, W.:
Prüfverfahren zur Voraussage der Temperaturerhöhung im Beton infolge Hydrationswärme des Zements. beton 43, H. 5, 230-234; H. 6, 292-295, 1993.
- [31] Günzler, J.:
Mechanische Eigenschaften von jungem Beton im Gleitbau. Bauplanung Bautechnik, H. 24, 1970.
- [32] Hampfner, H.:
Berechnung von Temperatur-, Feuchte- und Verschiebungsfeldern in erhärtenden Betonbauteilen nach der Methode der Finiten Elemente. DAfStb, H. 395, Beuth Verlag, Berlin 1988.
- [33] Heilmann, H.G.:
Beziehungen zwischen Zug- und Druckfestigkeit des Betons. beton 19, H. 2, 68-70, 1969.
- [34] Henning, W.:
Zwangrißbildung und Bewehrung von Stahlbetonwänden auf steifen Unterbauten. Dissertation, TU Braunschweig, 1987.
- [35] Hordon, W.C.; Reinhardt, H.W.:
Temperatuur en Spanningen in tetrapods tijdens de verharding. Cement, H. 12, S. 49-52, 1986.
- [36] Hosser, D.; Gensel, B.:
Abnahmekriterium für die Mindestmaße der Betondeckung. DBV-Forschungsvorhaben Nr. 130, iBMB, TU Braunschweig, 1991.
- [37] Huckfeldt, J.:
Thermomechanik hydratisierenden Betons - Theorie, Numerik und Anwendung. Dissertation, TU Braunschweig, 1993.
- [38] Hundt, J.:
Wärme- und Feuchtigkeitsleitung in Beton unter Einwirkung eines Temperaturgefälles. DAfStb, H. 256, Beuth Verlag, Berlin 1975.
- [39] Hundt, J.; Wagner, A.:
Einfluß des Feuchtegehaltes und des Reifegrades auf die Wärmeleitfähigkeit von Beton. DAfStb, H. 297, Beuth Verlag, Berlin 1978.
- [40] Jonasson, J.E.:
Slip form construction - calculation for assessing protection against early freezing. Swedish Cement and Concrete Research Institute, Stockholm, No. 4, 1984.
- [41] Kasai, Y.; Yokohama, K.; Matsui, I.:
Tensile Properties of Early-Age Concrete. International Conference on Mechanical Behavior of Materials, The Society of Materials Science, Vol. 4, Japan, 1972.

- [42] Keienburg, R.-R.:
Kornverteilung und Normfestigkeit von Portlandzement. Schriftenreihe der Zementindustrie (VDZ), H. 42, 1976.
- [43] Keller, T.:
Dauerhaftigkeit von Stahlbetonbauwerken: Transportmechanismen - Auswirkung von Rissen. Inst. f. Baustatik u. Konstruktion, ETH Zürich, Bericht-Nr. 184, Birkhäuser Verlag, Basel-Boston-Berlin, 1991.
- [44] Komlos, K.:
Tensile strength investigation of fresh and hardening concrete. RILEM Symposium, Trondheim, 1964.
- [45] Kral, S.; Becker, F.:
Zur Entwicklung mechanischer Eigenschaften im Frühstadium der Erhärtung. beton 26, 315-320, 1976.
- [46] Kratzer, K.:
Verfahren zur Berechnung von instationärer Temperatur im Beton. Zement und Beton 26, H.3, 118-123, 1981.
- [47] Laube, M.:
Werkstoffmodell zur Berechnung von Temperaturspannungen in massigen Betonbauteilen im jungen Alter. Dissertation, TU Braunschweig, 1990.
- [48] Lea, F.M.; Desch, C.H.:
Die Chemie des Zements und Betons. Zementverlag G.m.b.H., Berlin-Chalottenburg 2, 1937.
- [49] Lerch, W.; Ford, C.L.:
Long time study of cement performance in concrete. ACI-Journal 19, 745-795, 1948.
- [50] Locher, F.W.:
Die Festigkeit des Zements. beton, H. 7, 247-249; H. 8, 283-285, 1976.
- [51] Locher, F.W.:
Chemie des Zements und der Hydratationsprodukte. Zement-Taschenbuch, 1984.
- [52] Mandry, W.:
Über das Kühlen von Beton. Springer Verlag, Berlin-Göttingen-Heidelberg, 1961.
- [53] Maréchal, J.C.:
Détermination simultanée de la diffusivité et de la conductivité thermique du béton pendant son hydratation. Beitrag zur Tagung der Arbeitsgruppe W 40 des Conseil International du Batiment (CIB), Holzkirchen 1972.
- [54] Marx, W.:
Berechnung von Temperatur und Spannung in Massenbeton infolge Hydratation. Dissertation, Universität Stuttgart, 1987.
- [55] Nolting, E.H.:
Zur Frage der Entwicklung lastunabhängiger Verformungen und Wärmedehnzahlen junger Betone. Dissertation, Universität Hannover, 1989.

- [56] Oluokun, F.A.:
Prediction of Concrete Tensile Strength from its Compressive Strength: Evaluation of Existing Relations for Normal Weight Concrete. ACI Materials Journal, 302-309, 1991.
- [57] Paschmann, H.:
Untersuchungen zum frühen Verformungsverhalten des Betons. Dissertation, Aachen, 1988.
- [58] Paulini, P.:
Kinetische Reaktionsmessungen der Zementhydratation mit dem Tauchwägevorfahren. Zement-Kalk-Gips, H. 10, 23-31, 1988.
- [59] Powers, T.C.:
A discussion of cement hydration in relation to the curing of concrete. Portland Cement Association, Bulletin 25, 1948.
- [60] Rastrup, E.:
Heat of hydration in concrete. Magazine of concrete Research, H. 6, 1954.
- [61] Rehm, G; Moll, H.L.:
Versuche zum Studium des Einflusses der Rißbreite auf die Rostbildung an der Bewehrung von Stahlbetonbauteilen. DAfStb, H. 169, Berlin, 1965.
- [62] Reinhardt, H.W.; Blaawendraad, J.; Jorgendijk, K.J.:
Temperature development in concrete structures taking account of state dependent properties. International Conference on Concrete at Early Ages (RILEM), Paris, 211-218, 1982.
- [63] Röhling, St.; Nietner, M.:
A microstructure-based model for the description of properties of hardened concrete. RILEM Technical Committee 119 (TCE), München 1989.
- [64] Rostásy, F.S.; Alda, W.:
Untersuchung über das rheologische Verhalten von jungem Beton unter einaxialer Zug- und Druckbeanspruchung. Forschungsbericht, Otto-Graf-Institut Stuttgart, 1976.
- [65] Rostásy, F.S.; Alda, W.:
Rißbildung und Dehnsteifigkeit von Stahlleichtbetonstäben unter zentrischem Zwang. Beton- und Stahlbetonbau, H. 6, 149-156, 1977.
- [66] Rostásy, F.S.; Onken, P.:
Wirksame Betonzugfestigkeit im Bauwerk bei früh einsetzendem Temperaturzwang. Forschungsbericht iBMB, TU Braunschweig, 1992.
- [67] Rostásy, F.S.; Henning, W.:
Zwang und Rißbildung in Wänden auf Fundamenten. DAfStb, H. 407, Beuth Verlag, Berlin 1990.
- [68] Rostásy, F.S.; Laube, M.:
Verformungsverhalten und Eigenspannungsrißbildung von jungem Beton. Forschungsbericht, iBMB, TU Braunschweig, 1988.

- [69] Rostásy, F.S.; Laube, M.; Onken, P.:
Untersuchungsbericht zur Ermittlung von Erhärtungsfunktion, Festigkeit und Verformungskennwerten an jungen Beton, Kläranlage Berlin-Ruhleben. Unveröffentlicht, 1990.
- [70] Rostásy, F.S.; Laube, M.; Onken, P.:
Zur Kontrolle früherer Temperaturrisse in Betonbauteilen. Bauingenieur 68, 1993.
- [71] Rüscher, H.:
Die Ableitung der charakteristischen Werte der Betonzugfestigkeit. beton 25, 55-58, 1975; TH München, 1963.
- [72] Rüscher, H.; Jungwirth, D.:
Stahlbeton - Spannbeton, Bd. 2. Berücksichtigung der Einflüsse von Kriechen und Schwinden auf das Verhalten der Tragwerke. Werner-Verlag, 1976.
- [73] Saul, A.G.A.:
Principles underlying the steam of concrete at atmospheric pressure. Magazine of concrete Research, März 1951.
- [74] Schießl, P.:
Einfluß von Rissen auf die Dauerhaftigkeit von Stahlbeton- und Spannbetonbauteilen. DAfStb, H. 370, Beuth Verlag, Berlin 1985.
- [75] Schießl, P.:
Grundlagen der Neuregelung zur Beschränkung der Rißbreite. DAfStb, H. 400, Beuth Verlag, Berlin 1989.
- [76] Springenschmidt, R.; Breitenbücher, R.; Ballard, T.:
Vergleich zwischen Berechnung und Messungen von Zwangsspannungen in jungem Beton. Beton- und Stahlbetonbau, H. 83, 93-97, 1988.
- [77] Staffa, M.:
Vermeidung von Hydratationsrissen in Stahlbetonwänden. Bericht aus dem Konstruktiven Ingenieurbau TU Berlin, H. 17, 1993.
- [78] Swedish Handbook for concrete Construction Material. (in schwedisch) Svensk Byggtjänst, Stockholm 1980.
- [79] Taplin, J.M.:
A method for following the hydration reaction in Portland Cement paste. Aust. I. Appl., 10, 1959.
- [80] Taylor, H.F.W.:
Modification of the Bogue calculation. Advances in cement research 2, 73-77, 1989.
- [81] Trost, H.:
Auswirkungen des zeitabhängigen Betonverhaltens auf Tragwerke aus Stahlbeton und Spannbeton. Berichte der Bundesvereinigung der Prüferingenieure für Baustatik, Nr. 10, Aachen, 1985.
- [82] Verbeck, G.:
Cement Hydration Reactions at early Ages. Development Laboratories, 1965.

- [83] Vorläufiges Merkblatt für die Messung der Temperaturerhöhung des Betons mit dem adiabatischen Kalorimeter. Fassung Dezember 1970. Betontechnische Berichte 1970.
- [84] Weigler, H.; Karl, S.:
Junger Beton [Beanspruchung - Festigkeit - Verformung. Forschungsberichte aus dem Institut für Massivbau, Nr. 20, TH Darmstadt, 1974.
- [85] Wickström, U.:
TASEF 2 - A computer program for temperature analysis of structures exposed to fire; Lund Institute of Technology, Department of Structural Mechanics, Report No. 79-2, Lund, Schweden, 1979.
- [86] Wierig, H.-J.:
Eigenschaften von "Grünem, Jungen" Beton, Druckfestigkeit - Verformungsverhalten - Wasserverdunstung. beton 18, 94-101, 1968.
- [87] Wierig, H.-J.:
Einige Beziehungen zwischen den Eigenschaften von grünem und jungem Beton und denen des Festbetons. beton 21, 445-448, 487-490, 1971.
- [88] Wierig, H.J.; Gollasch, E.:
Untersuchungen über das Verformungsverhalten von jungem Beton. Mitteilungen aus dem Institut für Baustoffkunde und Materialprüfung, H. 47, Universität Hannover, 1982.
- [89] van der Winden, N.G.B.:
Ultrasonic Measurement for setting control of concrete. RILEM Proceedings 11, Testing during Concrete Construction, 122-137, 1990.
- [90] Wischers, G.:
Bautechnische Eigenschaften des Zements. Zement-Taschenbuch, 1984.
- [91] Wittmann, F.; Zaitsev, J.:
Verformung und Bruchvorgang poröser Baustoffe bei kurzzeitiger Belastung und Dauerlast. DAFStb, H. 232, Beuth Verlag, Berlin 1974.
- [92] Woods, H.:
Engineering News Record, 431-433, 1933.
- [93] Zeitler, W.:
Untersuchungen zu Temperatur- und Spannungszuständen in Betonbauteilen infolge Hydratation. Dissertation, TH Darmstadt, 1983.